



## **TEKNIikka JA LIIKENNE**

**Rakennustekniikka**

**Rakennetekniikka**

## **INSINÖÖRITYÖ**

### **MAANVARAISTEN ANTUROIDEN SUUNNITTELU EUROKOODIN MUKAAN**

**Työn tekijä: Joni Lähde**  
**Työn ohjaaja: Markku Raiskila**  
**Työn valvoja: Jouni Kalliomäki**

**Työ hyväksytty: \_\_\_\_ . \_\_\_\_ . 2010**

**Jouni Kalliomäki**  
**lehtori**



## **ALKULAUSE**

Tämä insinööri työ tehtiin A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n Helsingin yksikölle.

Tahdon esittää suurkiitokset yrityksen puolelta ohjaajana toimineelle Markku Raiskilalle ja oppilaitoksen puolesta työtä valvoneelle Jouni Kalliomäelle. Haluan kiittää kommentteista ja neuvoista myös Olli Saarista, Jori Lehtikangasta, Timo Tikanojaa ja kaikkia muita, jotka ovat eri tavoin olleet avuksi työn tekemisessä.

Kiitos myös Pialle siitä, että olen saanut elämässä paljon muutakin ajateltavaa.

Helsingissä 28.4.2010

Joni Lähde

## TIIVISTELMÄ

<b>Työn tekijä:</b> Joni Lähde	
<b>Työn nimi:</b> Maanvaraisten anturoiden suunnittelu eurokoodin mukaan	
<b>Päivämäärä:</b> 28.4.2010	<b>Sivumäärä:</b> 55 + 3 liitettä
<b>Koulutusohjelma:</b> Rakennustekniikka	<b>Suuntautumisvaihtoehto:</b> Rakennetekniikka
<b>Työn ohjaaja:</b> DI Markku Raiskila	
<b>Työn valvoja:</b> lehtori Jouni Kalliomäki	
<p>Tämä työ tehtiin A-Insinöörit Suunnittelu Oy:lle ja sen osana on ollut myös maanvaraisten anturoiden mitoittamiseen käytettävän Mathcad-pohjien ohjelmointi. Mitoitusohjelmat ovat yrityksen sisäiseen käyttöön ja rajautuvat kirjallisen työn ulkopuolelle.</p> <p>Eurokoodien käyttöönotto tuo muutoksia maanvaraisten anturoiden suunnitteluun. Tämän työn tarkoituksena oli selvittää suunnitteluun liittyviä keskeisimpiä asioita rakennesuunnittelijan näkökulmasta. Tavoitteena oli myös koota yhteen suunnitteluprosessia ja suunnittelijoiden yhteistyötä helpottavia käytännön ohjeita.</p> <p>Työn alussa esiteltiin eurokoodien taustaa, sisältöä ja käyttöönottoon liittyviä asioita. Työssä käytiin läpi eurokoodien mukaiset yleiset suunnitteluperusteet sekä betonirakenteiden mitoittamiseen liittyviä aiheita tarvittavilta osin. Rakenteelliseen mitoittamiseen koottiin suoria ohjeita ja esitettiin keskeisimmät erot suhteessa vanhoihin ohjeisiin. Työssä esitettiin myös lävistyslaskentamenettelyjen vertailua ja johtopäätöksiä.</p> <p>Suurin muutos rakennesuunnittelun kannalta on eurokoodien mukaisen geoteknisen suunnittelun osavarmuusmenettely, jossa on annettu maan kantokestävyyden laskentaan useita mitoitusohjeita. Osavarmuusmenettely edellyttää erillisten osavarmuuslukujen käyttöä laskennan eri vaiheissa sekä kuormille että kestävyyksille. Menettelyohje johtaa myös siihen, että lähtötietojen käytössä on oltava erityisen huolellinen ominais- ja mitoitusarvojen sekoittamisen estämiseksi. Suunnittelijoiden väliselle yhteistyölle voi olla haaste myös erilaisten termien käyttö puhuttaessa maan kantavuusominaisuuksista.</p> <p>Betonirakenteiden suunnittelun osalta eurokoodi ei esitä periaatteiltaan merkittävästi eroavia mitoitusmenetelmiä, mutta laskennassa käytettävät kaavat ja muuttujat ovat erilaisia ja usein monimutkaisempia. Lävistysmitoituksen tuloksien erot vanhaan ohjeeseen nähden ovat johtaneet siihen, että kansallinen liite määrää lävistysmitoituksen tehtäväksi toistaiseksi vanhan ohjeen mukaan.</p>	
<b>Avainsanat:</b> Maanvarainen antura, perustukset, eurokoodi, geotekniikka	

## ABSTRACT

<b>Name:</b> Joni Lähde	
<b>Title:</b> Design of Footings on Ground According to Eurocodes	
<b>Date:</b> 28th May 2010	<b>Number of pages:</b> 55 + 3 appendices
<b>Department:</b> Civil Engineering	<b>Study Programme:</b> Structural Engineering
<b>Instructor:</b> Markku Raiskila, M.Sc.	
<b>Supervisor:</b> Jouni Kalliomäki, Senior Lecturer	
<p>This graduate study was made for A-Insinöörit Suunnittelu Oy and it also involved programming of Mathcad based implement for the design of footings. Those are for the company's private use only and excluded from this literary work.</p> <p>The European Union has introduced uniform structural designing standards, Eurocodes, in its member countries. This entails several changes to the design procedure of footing structures. The aim of this thesis was to make clear the most essential parts of new geotechnical codes of conduct from structural designers' point of view. Guidance is written considering design collaboration with other designers in the process. Comparison between different punch shear computations is also represented in this study.</p> <p>This thesis consists of introduction of the new standard system and its backgrounds, basics of the design course and some necessary subjects of design of concrete structures.</p> <p>The most remarkable alteration is related to changing from overall safety factor procedure to use of partial safety factors in geotechnical design process. This plan of action also gives more ways to dimension the footings and increases the risk of misunderstandings with various geotechnical terms.</p> <p>The basic rules of design of concrete structures have not changed substantially but design formulas and variables constitute a complicated completeness. The contemplation of punch shear stresses according to Eurocode standards varies notably compared to the national directions which has led to national regulation of using the old method for the present.</p>	
<b>Keywords:</b> Footing on Ground, Foundations, Eurocode, Geotechnics	

## SISÄLLYS

## ALKULAUSE

## TIIVISTELMÄ

## ABSTRACT

## KESKEISET KÄSITTEET

<b>1</b>	<b>JOHDANTO</b>	<b>5</b>
1.1	Tutkimuksen tavoitteet	5
1.2	Tutkimuksen rajaukset	5
1.3	Perustusrakenteet yleisesti	6
1.4	Eurokoodeihin siirtyminen	7
<b>2</b>	<b>EUROKOODIT</b>	<b>7</b>
2.1	Tausta	7
2.2	Käyttöönotto	8
2.2.1	Standardit	8
2.2.2	Rakentamismääräyskokoelma	8
2.2.3	Juridinen asema	9
2.3	Eurokoodin käytettävyys	10
2.4	Standardijärjestelmän osat	10
2.5	Eurokoodi ja anturarakenteet	11
<b>3</b>	<b>GEOTEKNINEN SUUNNITTELU</b>	<b>12</b>
3.1	Suunnitteluprosessi	12
3.1.1	Hankesuunnitteluvaihe	12
3.1.2	Ehdotussuunnitteluvaihe	12
3.1.3	Luonnos- ja toteutussuunnitteluvaihe	13
3.1.4	Yhteenvedo	14
3.2	Suunnitteluperusteet	14
3.2.1	Suunnitteluvaatimukset	14
3.2.2	Suunnittelijan pätevyys	15
3.2.3	Geotekninen luokka	15
3.2.4	Seuraamusluokka	16
3.2.5	Luotettavuusluokka	16

<b>3.3</b>	<b>Mitoitusmenettelyt</b>	<b>16</b>
3.3.1	<i>Varmuusmenettely</i>	17
3.3.2	<i>Rajatilatarkastelut</i>	17
3.3.3	<i>Murtorajatilat</i>	17
3.3.4	<i>Käyttöraajatilat</i>	19
<b>3.4</b>	<b>Geotekniset lähtötiedot</b>	<b>19</b>
3.4.1	<i>Perustamissyvyys</i>	19
3.4.2	<i>Maan kantokestävyys</i>	20
3.4.3	<i>Painuman rajoittaminen</i>	22
3.4.4	<i>Yhteenvedo</i>	22
<b>4</b>	<b>KUORMITUS JA KESTÄVYYS</b>	<b>23</b>
<b>4.1</b>	<b>Kuormat</b>	<b>23</b>
4.1.1	<i>Ominaisarvot</i>	23
4.1.2	<i>Kuormakerroin</i>	23
4.1.3	<i>Kuormitusten osavarmuusluvut</i>	24
4.1.4	<i>Kuorman yhdistelykerroin</i>	24
4.1.5	<i>Kuormituksen mitoitusarvot</i>	25
4.1.6	<i>Kuormitusyhdistelmät</i>	25
<b>4.2</b>	<b>Geotekninen kestävyys</b>	<b>26</b>
4.2.1	<i>Kestävyyden osavarmuusluvut</i>	26
4.2.2	<i>Kestävyyden mitoitusarvot</i>	26
<b>5</b>	<b>ANTUROIDEN RAKENNESUUNNITTELU</b>	<b>27</b>
<b>5.1</b>	<b>Anturarakenne</b>	<b>27</b>
5.1.1	<i>Anturatyypit</i>	27
5.1.2	<i>Rakenteen toimintatapa</i>	28
<b>5.2</b>	<b>Anturoiden mitoitus</b>	<b>29</b>
5.2.1	<i>Pohjan alan alustava määrittäminen</i>	29
5.2.2	<i>Leveyden määrittäminen</i>	31
5.2.3	<i>Korkeuden määrittäminen</i>	32
5.2.4	<i>Mitoitus taivutukselle</i>	34
5.2.5	<i>Mitoitus leikkaukselle</i>	36
5.2.6	<i>Liukumiskestävyys</i>	36
5.2.7	<i>Voimakkaasti epäkeskiset kuormat</i>	37
5.2.8	<i>Kokonaisvakavuustarkastelu</i>	38
<b>5.3</b>	<b>Anturan raudoituksen mitoitus</b>	<b>38</b>
5.3.1	<i>Pääraudoitus</i>	38
5.3.2	<i>Leikkausraudoitus</i>	42
5.3.3	<i>Yksityiskohdat</i>	43
<b>5.4</b>	<b>Raudoittamattomien anturoiden suunnittelu</b>	<b>43</b>
5.4.1	<i>Betonin mitoituslujuus</i>	43
5.4.2	<i>Raudoitus</i>	44
5.4.3	<i>Yksityiskohdat</i>	44
<b>6</b>	<b>ANTURARAKENTEEN SÄILYVYYS</b>	<b>45</b>
<b>6.1</b>	<b>Suojabetonietäisyys</b>	<b>45</b>
<b>6.2</b>	<b>Halkeilu</b>	<b>46</b>

6.2.1	<i>Halkeamaleveyden laskenta</i>	46
6.2.2	<i>Halkeilun rajoittaminen</i>	46
<b>7</b>	<b>LÄVISTYSMITOITUKSEN VERTAILU</b>	<b>47</b>
7.1	<b>Voimassaoleva mitoitustmenettely</b>	<b>47</b>
7.2	<b>Vertailulaskelmat</b>	<b>48</b>
7.2.1	<i>Laskelmien sisältö</i>	49
7.2.2	<i>Tulokset</i>	49
<b>8</b>	<b>YHTEENVETO</b>	<b>51</b>
8.1	<b>Osavarmuusmenettely</b>	<b>51</b>
8.2	<b>Lävistysmitoitus</b>	<b>52</b>
8.3	<b>Eurokoodien käyttö</b>	<b>53</b>
	<b>VIITELUETTELO</b>	<b>54</b>

## LIITTEET

<b>LIITE 1</b>	<b>Käytetyt merkinnät</b>
<b>LIITE 2</b>	<b>Lävistysmitoitus-vertailulaskelma</b>
<b>LIITE 3</b>	<b>Pilarianturan mitoituspohja (xmcd-tiedosto)</b>
	(vain työn tilaajan käyttöön, ei sisälly kirjalliseen raporttiin)

## KESKEISET KÄSITTEET

Keskeisten käsitteiden määritelmät on koottu EN-standardien ja Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osan määritelmien pohjalta.

<i>geotekniikka</i>	käsittelee maa- ja kallioperän teknisiä ominaisuuksia ja niiden soveltamista maa- ja pohjarakentamiseen sekä maa- ja pohjarakenteiden mitoitusmenetelmiä
<i>geotekninen mitoitus</i>	geoteknisten mitoitusarvojen hyväksikäyttöön perustuvaa maa ja kallioperän teknisten ominaisuuksien ja pohjarakenteiden tai muiden maata kuormittavien sekä maan kuormittamien rakenteiden laskennollista yhteensovittamista, jolla määritetään pohjarakenteiden mitat siten, että rakenteiden muodonmuutokset pysyvät niiden sietämissä rajoissa ja varmuus maan murtumisesta vastaan on riittävä
<i>käyttörajatila</i>	tila, jonka ylittämisen jälkeen rakenteelle tai rakenneosalle asetetut käyttökelpoisuusvaatimukset eivät enää täyty
<i>murtorajatila</i>	sortumiseen tai muuhun senkaltaiseen rakenteen vaurioitumistapaan liittyvä tila
<i>muuttuva kuorma (Q)</i>	kuorma, jonka suuruuden vaihtelu ajan myötä ei ole merkityksellön eikä monotoninen
<i>osavarmuusluku</i>	on lukuarvo, jolla ominaiskuorma kerrotaan mitoituskuorman saamiseksi tai jolla materiaalin ominaislujuus jaetaan mitoituslujuuden saamiseksi
<i>pysyvä kuorma (G)</i>	kuorma, joka vaikuttaa todennäköisesti koko annetun tarkastelujakson ajan ja jonka suuruuden vaihtelu ajan myötä on merkityksetöntä tai jonka muutos tapahtuu aina samaan suuntaan (monotonisesti), kunnes kuorma saavuttaa tietyn raja-arvon
<i>suunnittelukäyttöikä</i>	oletettu ajanjakso, jolloin rakennetta tai sen osaa on määrää käyttää aiottuun tarkoitukseensa ennakoiduin kunnossapitotoimenpitein, mutta ilman että olennaiset korjaukset ovat välttämättömiä



## 1 JOHDANTO

### 1.1 Tutkimuksen tavoitteet

Tämän insinööriyön tarkoituksena on koota yhteen uuden suunnittelustandardin tuomat keskeisimmät muutokset maanvaraisten anturoiden suunnittelurutiiniin, antaa yleisiä ohjeita rakennesuunnittelijalle käytännön perustusten suunnittelutyöhön sekä tarkastella raudoitetun ja raudoittamattoman betonianturan suunnitteluun liittyviä yksityiskohtia rakenteelle asetettujen vaatimusten täyttymisen näkökulmasta. Myös anturarakenteen säilyvyysuunnittelun kysymyksiin kiinnitetään huomiota suojabetonin ja halkeilun rajoittamisen osalta.

### 1.2 Tutkimuksen rajaukset

Tässä insinööriyössä keskitytään vain tyypillisiin maanvaraisiin betonianturarakenteisiin, jotka rakennetaan kitkamaan varaan. Tutkimuksen johtopäätöksiä ei voi sellaisenaan soveltaa muihin perustamistapoihin liittyvässä suunnittelussa.

Tutkimuksen näkökulmana on rakenteellinen toimivuus, jonka perusajatus on, että anturarakenteen tehtävä on siirtää luotettavasti rakennuksen kuormat maaperään ja täyttää sille asetetut säilyvyysvaatimukset. Tässä tutkimuksessa ei syvennyttä muihin perustusrakenteiden suunnittelun kannalta oleellisiin erityiskysymyksiin, ilmiöihin ja niiden varalta vaadittaviin järjestelyihin. Näitä ovat esimerkiksi pohjaveden hallinta, maataytöt ja tiivistykset, kuivatusjärjestelyt, pilaantuneen maaperän käsittely, routasuojaus, veden- ja kosteudeneristykset, radonkaasun tunkeutumisen estäminen ja monet muut huolellista suunnittelua vaativat asiat. Näiden osalta kansallinen liite määrää noudatettavaksi Suomen rakentamismääräyskokoelman osaa *B3 Pohjarakenteet, Määräykset ja ohjeet 2004* [16, s.2-3].

Tutkimuksen lähtökohtana on rakennesuunnittelijan näkökulma perustusten anturarakenteen suunnitteluun. Maaperän toimintaan ja tutkimiseen liittyvät puhtaasti geotekniset näkökulmat on pyritty sivuuttamaan siltä osin kuin niiden hallinta ei perinteistä rakennesuunnittelua tekeväälle suunnittelijalla kuulu. Geoteknisen suunnittelijan ja rakennesuunnittelijan välistä yhteistyötä ja siihen liittyviä erityiskysymyksiä on kuitenkin pyritty tuomaan esiin tutkimuksessa.

Tutkimuksen yhteydessä on tehty eurokoodistandardin mukaiseen mitoitusseen perustuva mitoituspohjat pilarianturarakenteille. Mitoituspohjien teko jatkuu seinänturan mitoituspohjan ohjelmoinnilla ja pohjien jatkuvalla kehittämisellä. Mitoituspohjatiedostot ovat rajattu kirjallisen työn ulkopuolelle ja jäävät yrityksen sisäiseen käyttöön.

### 1.3 Perustusrakenteet yleisesti

Perustukset ovat koko yksi tärkeimmistä rakennuksen osakokonaisuuksista. Niiden suunnittelussa ja toteutuksessa tehdyt virheet tulevat jälkikäteen kalliiksi. Muutos- ja korjaustöiden teko on lisäksi usein vaikeaa.



*Kuva 1. Länsi-Porvoon koulun perustusrakenteita*

Perustamistapa valitaan perustamisolosuhteiden mukaan. Maanvarainen perustaminen tulee kyseeseen kun maaperän karkea tai hienojakoinen maaines on ominaisuuksiltaan tarpeeksi kantavaa. Muita perustamistapoja ovat kalliovarainen perustaminen ja pehmeillä maapohjilla paalutuksen tai maaperän vahvistamisen avulla perustaminen.

Maanvaraisten anturoiden suunnittelu ja mitoitus on keskeinen rakennesuunnittelijan toimenkuvaan kuuluva tehtävä, joka vaatii perinteisen rakennesuunnittelun lisäksi ymmärrystä geotekniikkaan liittyvistä perusasioista. Tavanomaiset maanvaraiset anturat toteutetaan teräsbetonirakenteisina, jol-

loin betonirakennesuunnittelun näkökulmasta ne toimivat joko raudoitettuna tai raudoittamattomana rakenteena.

Maanvaraisten anturoiden suunnittelun perusvaatimuksina ovat riittävä varmuus maaperän murtumista vastaan sekä painumien rajoittaminen tarpeeksi pieniksi. Rakenne ei saa myöskään kaatua tai liukua. [10, s.39.]

## 1.4 Eurokoodeihin siirtyminen

Uudet kantavien rakenteiden suunnittelustandardit, eurokoodit, on otettu käyttöön Suomessa ja ne tulevat korvaamaan vanhat kansalliset suunnitteluohjeet. Uusien suunnittelustandardien pohjalta valmistettujen ympäristöministeriön Rakennusmääräyskokoelman uusien B-osien pitäisi valmistua keväällä 2011, jolloin Suomessa olisi tarkoitus siirtyä eurokoodin mukaiseen rakennesuunnitteluun [11]. Eurokoodeja on esitelty yleisesti tarkemmin luvussa 2.

## 2 EUROKOODIT

### 2.1 Tausta

Eurokoodihanke sai alkunsa kun Euroopan yhteisön komissio vuonna 1975 päätti rakennustekniikkaan liittyvästä toimenpideohjelmasta, jonka tavoitteena oli ”kaupan teknisten esteiden poistaminen ja teknisten vaatimusten yhdenmukaistaminen”. Tavoitteena oli saada koottua maa- ja vesirakenteiden suunnittelua varten yhdenmukaistetut tekniset säännöt, jotka aluksi toimisivat vaihtoehtona jäsenvaltioissa voimassa oleville kansallisille säännöille ja lopulta korvaisivat ne. [6.]

Eurokoodien käyttöönoton pitäisi helpottaa rakentamisen kansainvälisiä toimintamahdollisuuksia. Yhteisen eurooppalaisen suunnitteluohjeiston tarkoitus on helpottaa maiden suunnittelutoimistojen vientiä, kun samoilla kantavien rakenteiden suunnitteluohjeilla voi suunnitella kohteita useissa maissa. Eurokoodien myötä suunnittelun työkaluja on mahdollista kehittää globaalisti, kun menettelytavat ovat yhdenmukaisia. [6.]

## 2.2 Käyttöönotto

Eurokoodien käyttöönotto ei ole kaikista näkökulmista katsoen ollut täysin ongelmaton. Eurokoodeihin siirtyminen on ollut haasteellista sekä aikataullisesti että byrokratian kannalta. Standardijärjestelmän käyttöönottoon on liittynyt ristiriitaisia näkemyksiä myös eri alojen asiantuntijakuntien välillä. Lisäksi muutosten sovittaminen vanhaan kansalliseen määräys- ja ohjeympäristöön on oma haasteensa.

### 2.2.1 Standardit

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja (EN), joiden julkaisusta Suomessa vastaa Suomen Standardisoimisliitto SFS ry [6]. Yleisesti ottaen standardiksi kutsuttu asiakirja on jonkin tahon esittämä määrittely siitä, miten jokin asia tulisi tehdä. Standardi on perusluonteeltaan suositus [20].

Euroopan Unionin jäsenvaltiot ja lisäksi monet Euroopan ulkopuoliset maat ovat ottamassa eurokoodit käyttöön. Yhteisten standardien soveltaminen eri maissa on vaatinut kansallisten liitteiden (NA) laatimista. [6.] Suomessa talonrakennuksen osalta niiden laatimisesta vastaa Ympäristöministeriö, mutta esimerkiksi siltarakenteiden osalta vastuu kuuluu Tiehallinnolle [14]. Kansallisissa liitteissä esitetään kansallisesti määrittäviä parametrien arvoja ja muita tarvittavia standardien soveltamiseen liittyviä määrittelyjä [6, s.2].

Eurokoodeja julkaistiin jo 1990-luvulla esistandardeina (ENV), joita sai pitkään käyttää yhdessä kansallisten soveltamisasiakirjojen kanssa (NAD). Vähitellen esistandardeja on korjattu ja vahvistettu standardeiksi. Vuoden 2009 loppuun mennessä on ympäristöministeriö hyväksynyt valtaosan Suomen kansallisista liitteistä.

### 2.2.2 Rakentamismääräyskokoelma

Kantavien rakenteiden suunnittelusta on annettu ohjeita *Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osassa Rakenteiden lujuus*.

Parhaillaan B-osalle tehdään kokonaisuudistusta niin, että osassa *B1 Kantavat rakenteet, määräykset ja ohjeet* esitetään kantavia rakenteita koskevia määräyksiä sekä ohjeita ja osat B2 -B9 toimivat ainoastaan materiaali-kohtaisina lisäohjeina [21, s.2]. Tätä työtä tehdessä uusia B-osia ei ole vielä julkaistu, mutta niiden luonnosversiot ovat lausuntokierroksella [24].

Eurokoodin käyttöönoton siirtymäkauden aikana, jolloin yleisesti käytetään myös vanhan ohjeen mukaisia suunnittelumenetelmiä, on erityisen tärkeää ottaa huomioon, että eurokoodijärjestelmä toimii itsenäisenä suunnittelumenetelmäkokonaisuutena. Eurokoodia käytettäessä ei saa käyttää vanhan ohjeen mukaisia lähtötietoja, esimerkiksi kuormituksia tai materiaalilujuuksia. Virallisesti julkaisemattomassa Suomen rakentamismääräyskokoelman uudessa B1-osan luonnoksessa on määritelty, että ”rakenteellisesti yhtenä kokonaisuutena toimivissa rakenteissa käytetään sellaisia suunnittelu- ja toteutusohjeita, jotka muodostavat yhtenäisen kokonaisuuden” [22, s.4].

### 2.2.3 *Juridinen asema*

Eurokoodien juridinen asema on tätä työtä tehdessä hiukan epäselvä. Eurokoodistandardien kansallinen liite on vahvistettu ympäristöministeriön asetuksella, mutta itse standardi ei saa velvoittavaa asemaa tätä kautta.

Uuden B1-osan luonnoksessa ei viitata suunnittelun osalta määräys- tai ohjetasolla mitenkään eurokoodeihin, mikä olisi vaatimuksena sille, että eurokoodistandardin mukaista suunnittelua pidettäisiin viranomaisnäkökulmasta hyväksyttävänä menettelynä [23]. Määräystasolla on esitetty ainoastaan vaatimus, että ”rakenteet on suunniteltava ja mitoitettava käyttäen tarkoituksenmukaisia menettelytapoja ja menetelmiä”. Eräässä selostustason kappaleessa todetaan, että ”yksityiskohtaisia rakenteiden mitoitusta koskevia ohjeita esitetään esimerkiksi eurokoodeissa, ja niiden kansallisissa liitteissä” [22, s.7]. Selostustason tekstissä esitetyt asiat eivät ole velvoittavia, vaan niiden katsotaan ainoastaan edustavan hyvää rakennustapaa.

Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osien kokonaisuudistuksen myötä eurokoodin asema selkeytynee, vaikka keväällä 2010 lausuntokierroksella ollut luonnos jättää standardien velvoittavuudelle tulkinnanvaraa. Käytännössä eurokoodien käyttö on pian vaatimus joka tapauksessa, sillä eurooppalaiset rakennustuotestandardit vaativat yhdenmukaista suunnittelumenetelyä ja rakennushankkeiden monet suuret tilaajatahotkin ovat jo ottaneet standardien mukaisen suunnittelun vaatimukseksi.

Vaikka vanhat ohjeet kumotaan uusilla, niitä saa edelleen käyttää. Ne eivät saa kuitenkaan olla ristiriidassa eurokoodien kanssa, jos niitä käytetään. Ympäristöministeriö on julkaissut verkkosivuillaan siirtymäaikaa varten

*Rakentamismääräysten soveltaminen eurokoodien tultua käyttöön* -ohjeen, joka on saatavilla osoitteessa: <http://www.ymparisto.fi/eurokoodit>.

### 2.3 Eurokoodin käytettävyys

Yleisellä tasolla voi todeta, että eurokoodien myötä rakennesuunnittelu muuttuu hiukan monimutkaisemmaksi, mutta toisaalta joiltain osin myös tarkemmaksi. Eurokoodissa ei pyritä selittämään mitoitusmenetelmien taustalla olevia periaatteita, mikä saattaa tehdä suunnittelurutiinin etenemisen vaikeasti hahmotettavaksi ja osaltaan lisätä virheiden mahdollisuutta. Monet suunnittelumenettelyt sisältävät enemmän muuttujia kuin vanhat suunnitteluohjeet. Lisäksi muuttujien arvoja on etsittävä useista eri paikoista ja joillekin tarkasteluille annetaan useita eri vaihtoehtoja. Uusien suunnittelutyökalujen kehittämisen myötä uusi järjestelmä saattaa kuitenkin mahdollistaa aiempaa tarkemman ja siten myös taloudellisemman suunnittelun. Alkuvaiheessa siirtyminen uuteen suunnittelujärjestelmään saattaa kuitenkin aiheuttaa suuriakin lisäkustannuksia suunnittelutoimistoille [15].

*Huomautus:*

Tässä työssä tehdään vertailua uusien ja vanhojen suunnittelumenettelyjen välillä. Jotta kokonaisuus pysyisi selkeänä, käytetään tässä työssä jatkossa vanhasta Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osasta nimitystä ”vanha ohje” ja eurokoodi-standardeista yleisnimitystä ”eurokoodi”. Näin vanha ja tuleva Suomen rakentamismääräyskokoelman uusi B-osa eivät sekoitu keskenään.

### 2.4 Standardijärjestelmän osat

Eurokoodi-järjestelmään kuuluu yhteensä 10 pääosaa, joihin jokaiseen sisältyy vaihteleva määrä osia, erillisiä standardeja. Yhteensä standardeja on 58. [14.]

Taulukko 1. Eurokoodijärjestelmän pääosat [14]

EN 1990	Eurokoodi 0:	Suunnittelun perusteet
EN 1991	Eurokoodi 1:	Rakenteiden kuormitukset
EN 1992	Eurokoodi 2:	Betonirakenteiden suunnittelu
EN 1993	Eurokoodi 3:	Teräsrakenteiden suunnittelu
EN 1994	Eurokoodi 4:	Teräs-betoniliittorakenteiden suunnittelu
EN 1995	Eurokoodi 5:	Puurakenteiden suunnittelu
EN 1996	Eurokoodi 6:	Muurattujen rakenteiden suunnittelu
EN 1997	Eurokoodi 7:	Geotekninen suunnittelu
EN 1998	Eurokoodi 8:	Rakenteiden suunnittelu kestävyys suhteen maanjäristyksessä
EN 1999	Eurokoodi 9:	Alumiinirakenteiden suunnittelu

Eurokoodien käyttöönoton edistymisestä ja standardien soveltamisesta annetaan lisätietoja ja hyödyllisiä ohjeita Rakennusteollisuus RT:n Eurokoodien Help Desk -sivustolla osoitteessa [www.eurocodes.fi](http://www.eurocodes.fi).

## 2.5 Eurokoodi ja anturarakenteet

Maanvaraisten betonianturarakenteiden osalta suunnittelurutiinissa noudatetaan pääosin muutamaa eurokoodijärjestelmän pääosaa. Monet eurokoodien osat sisältävät viittauksia muihin osiin.

Suunnitteluperusteet määritellään standardissa *Eurokoodi: Yleiset suunnitteluperusteet (SFS-EN 1990)* ja perustusten osalta kuormitukset määrittelee *Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat, Osa 1: Yleiset kuormat (SFS-EN 1991-1)*. Vanhoissa ohjeissa vastaavat asiat on määrätty osassa *B1: Rakenteiden varmuus ja kuormitukset, määräykset*.

Pohjarakenteiden suunnittelu on määritelty geotekniikan eurokoodissa, joka sisältää standardit: *Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu, Osa 1: Yleiset säännöt (EN 1997-1)* ja *Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu, Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus (EN 1997-2)* [10]. Edellä mainituista ensimmäisen osan sisältämät aiheet ovat anturarakenteiden rakennesuunnittelukäytännön kannalta keskeisempiä. Vanhoissa ohjeissa pohjarakentamista on käsitelty osassa *B3: Pohjarakenteet, määräykset ja ohjeet*.

Betonirakenteiden suunnittelu perustuu betonirakenteiden eurokoodiin, johon anturarakenteiden osalta liittyvät standardit: *Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, Osa 1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt (EN 1992-1-1)* Vanhoissa ohjeissa betonirakenteiden suunnittelusta antaa ohjeita osa *B4: Betonirakenteet, ohjeet*.

### 3 GEOTEKNINEN SUUNNITTELU

#### 3.1 Suunnitteluprosessi

Perustusten suunnittelu on tärkeä osa rakennuksen suunnittelukokonaisuutta. Suunnitteluprosessin kulku riippuu pitkälti kohteen vaativuudesta ja suunnittelusopimuksissa määriteltyjen suunnittelutehtävien laajuudesta. Perustusrakenteiden suunnittelun sujuvuuden kannalta geoteknisen suunnittelijan ja rakennesuunnittelijan välinen yhteistyö ja lähtötietojen vaihto korostuvat aivan erityisesti. Tässä luvussa on käsitelty maanvaraisesti perustettavan kohteen suunnitteluprosessin kulkua tavanomaisessa rakennushankkeessa, jossa suunnittelijoiden tehtävät ovat RAKLI ry:n vuonna 2008 julkaisemien luonnosten *Rakennesuunnittelijan tehtäväluettelo RAK 08* ja *Geosuunnittelun tehtäväluettelo GEO 08* mukaisia ja suunnittelijat ovat mukana rakennushankkeen jokaisessa vaiheessa [7, 8].

##### 3.1.1 Hankesuunnitteluvaihe

Geotekninen suunnittelija tukee hankesuunnittelua laatimalla maaperäkartan, rakennuspaikan käyttöhistorian ja muiden rakennuspaikasta saatavilla olevien tietojen perusteella rakennettavuusselvityksen. Geotekninen suunnittelija määrittää alustavan mittaus- ja pohjatutkimusten laajuuden ja ottaa huomioon perustamisen mahdolliset ympäristövaikutukset. Lisäksi hän laatii maaperäkartan ja -leikkaukset sekä alustavan perustamistapakartan alustavien pohjatutkimuksien perusteella. Geotekninen suunnittelija ja rakennesuunnittelija arvioivat tarvittaessa rakennuspaikan rakennettavuutta ja kustannuksia. Tilaajan tarpeista riippuen perustusten mitoittamiseen voidaan hankesuunnitteluvaiheessa haluttaessa varata rakennuksen mahdollisen myöhemmän käyttötarkoituksen muutoksen tuomien lisäkuormien vaatimaa ylikapasiteettia.

##### 3.1.2 Ehdotussuunnitteluvaihe

Hankesuunnitteluvaiheen tietojen perusteella geotekninen suunnittelija määrittelee suunnittelutehtävän vaativuuden ja lähtötietojen riittävyyden. Geotekninen suunnittelija laatii tarvittavan laajuisen täydentävän mittaus- ja pohjatutkimusohjelman. Tutkimustulosten perusteella geotekninen suunnittelija määrittelee maaperäolosuhteet alustavalla tasolla. Arkkitehtisuunnitelmissa ehdotetun runkotyyppin perusteella ja rakennejärjestelmävaihtoehtojen tutkimisen yhteydessä rakennesuunnittelija määrittelee ja antaa geotekniselle



suunnittelijalle rakennuksen rakennesuunnittelussa alustavasti käytettävät kuormitustiedot kuormien ominaisarvoina. Geotekninen suunnittelija laatii pohjatutkimuskartan ja -leikkaukset, alustavan perustamistapalausunnon ja tarvittaessa määrittää täydentävät lisätutkimukset. Perustamistapalausunnon perusteella rakennesuunnittelija määrittelee perustusrakenteet rakennejärjestelmäselostukseen.

### 3.1.3 Luonnos- ja toteutussuunnitteluvaihe

Rakennesuunnittelija laatii perustusten alustavat yleissuunnitelmat, jotka saattavat palvella myös urakkalaskentaa ja joista geotekninen suunnittelija näkee kantavien rakenteiden ja perustusten paikat. Geotekninen suunnittelija analysoi mahdolliset täydentävät tutkimustulokset ja viimeistelee pohjatutkimusasiakirjat ja perustamistapalausunnon. Geotekninen suunnittelija valitsee perustamistason ja määrittelee kenttä- ja laboratoriokokeista saatujen tulosten perusteella maaperän geoteknisten parametrien ominaisarvot, joiden avulla laskee ja määrittää maan kantokestävyyden mitoitusarvon murto-rajatilassa. Lisäksi geotekninen suunnittelija arvioi maaperän painumisen vaikutuksen anturoiden mitoittamiseen ja voi määrittää käyttörajan pohjapaineelle raja-arvon, joka ottaa painumisen huomioon.

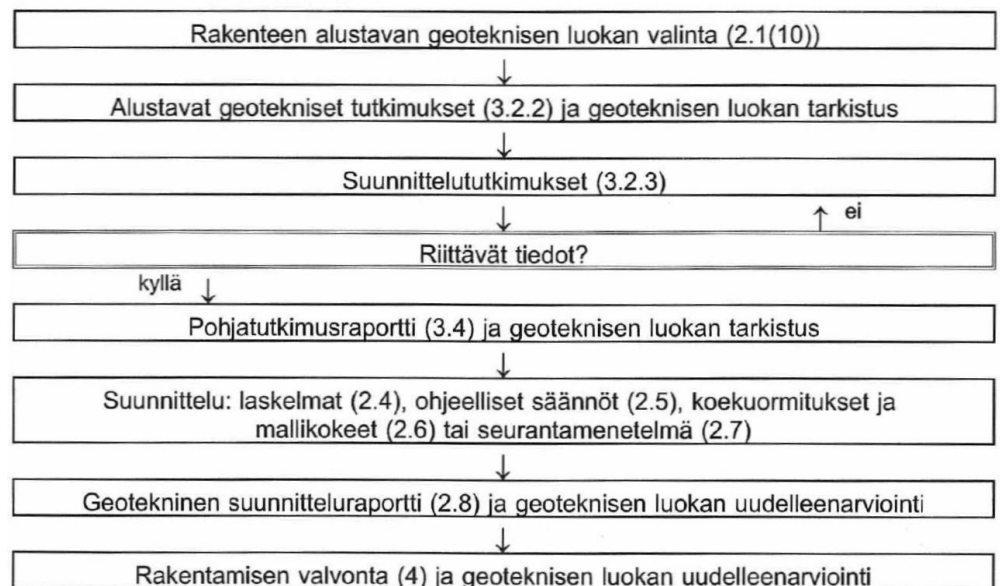
Rakennesuunnittelija saa lähtötiedot perustusten mitoittamista varten ja laatii tarvittavat laskelmat sekä murto- että käyttörajan vaatimusten mukaisesti ja rakennesuunnitelmat perustusten rakennustyön toteuttamista varten. Varhaisen mitoituksen aikana tai jälkeen voidaan vaativammassa kohteessa vielä tarkistaa tai tarkentaa lähtötietoja ja mitoitusolosuhteiden täyttymistä ja siten optimoida rakenteen mitoitus. Tavanomaisten tarkastelujen, kuten mitoitus maan kantokestävyydelle ja painumien rajoittaminen, lisäksi voi usein tulla kyseeseen erityistarkasteluja, esimerkiksi maaperän kokonaisvakavuus ja liukumiskestävyys, joissa vaaditaan suunnittelijoiden tiivistä yhteistyötä ja lähtötietojen vaihtamista.

Rakentamisen aikana mahdollisesti ilmeneviin muutoksiin suunnittelijat reagoivat tilanteen vaatiessa muuttamalla suunnitelmia. Muihin kuin rakenteen kantavuuteen liittyvien perustamiskysymyksien suunnittelua ei käsitellä tässä työssä, vaikka ne ovat jokaisen rakennushankkeen kannalta erittäin tärkeitä.

### 3.1.4 Yhteenveto

Jokainen suunnittelukohde on erilainen ja siksi tarkkoja ohjeita suunnittelun etenemiseen on vaikea antaa. On myös olemassa erilaisia käsityksiä siitä, mikä suunnittelun osa-alue kuuluu rakennesuunnittelun ja mikä geoteknisen suunnittelun piiriin. Suunnittelun vastuualueiden tulisi olla aina tarkasti määriteltä suunnittelusopimuksissa tai niiden viittauksissa.

Maanvaraisten anturoiden suunnittelussa lähtötietojen vaihtoa tarvitsee usein tehdä ”lomittain”, sillä lähtötiedot tarkentuvat suunnitelmien mukana ja niinpä suunnittelun kannalta on tärkeää löytää aina tilanteeseen sopiva mitoitustarkkuus.



Kuva 2. Geoteknisen suunnitteluprosessin kulkukaavio geoteknisen suunnittelijan näkökulmasta. Suluissa oleva luku viittaa standardin EN 1997-1:n lukuihin [1, s.30].

## 3.2 Suunnitteluperusteet

### 3.2.1 Suunnitteluvaatimukset

Mitoitustilanteita määritettäessä tulee eurokoodin mukaan ottaa huomioon kaikki rakenteen ympäristön ja olosuhteiden aiheuttamat mahdolliset vaikutukset suunniteltavaan kokonaisuuteen [1, s.29]. Eurokoodin standarditekstissä on monissa kohdin pitkiä luetteloita ilmiöistä ja asioista, jotka vaikuttavat suunnittelukokonaisuuteen. Näitä luetteloita suunnittelijoiden olisi hyvä käyttää suunnittelun tarkistuslistana mietittäessä rakenteeseen vaikuttavia ilmiöitä.

### 3.2.2 Suunnittelijan pätevyys

Suunnittelijan pätevyyden arviointi suunnittelutehtävän vaativuuden suhteen suoritetaan edelleen kuten on säädetty Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa A2 *Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat, määräykset ja ohjeet* [1, s.30]. Vaatimusluokkaa vastaa eurokoodissa *geotekninen luokka*, jota on käsitelty seuraavassa luvussa.

### 3.2.3 Geotekninen luokka

Rakennuskohteet luokitellaan geoteknisiin luokkiin, joiden mukaan määräytyy *seuraamusluokka* ja *luotettavuusluokka*. Näiden perusteella määritellään kohteen suunnittelun vaatimuksia ja mitoituksessa käytettäviä menetelmiä ja niiden muuttujia.

Eurokoodin mukaan geoteknisten suunnitteluvaatimusten määrittämiseen voidaan käyttää kolmea eri geoteknistä luokkaa. Luokkia käytetään suunnittelijan pätevyyttä arvioitaessa ja niille löytyy vastineet vanhan ohjeen osan A2 mukaisista vaativuusluokista [1, s.30 -32]. Geotekniset luokat määrittävät erilaisten pohjaolosuhteiden tutkimusten tarkkuusvaatimuksia.

*Taulukko 2. Geoteknisten luokkien vastaavuus vanhoissa ohjeissa*

Eurokoodi	Vanha ohje
GL 1	B (helppo)
GL 2	A (vaativa)
GL 3	AA (erittäin vaativa)

#### *GL 1*

Geotekniseen luokkaan 1 kuuluvat pienet ja yksinkertaiset vähäriskiset rakenteet, joiden perusvaatimusten täyttyminen varmistetaan kokemuksen tai yksinkertaisen geoteknisen kokonaistarkastelun avulla.

#### *GL 2*

Geoteknisen luokan 2 suunnittelussa tarvitaan yksityiskohtaisempia geoteknisiä lähtötietoja ja analyyskejä suunnittelun perusvaatimusten täyttymisen varmistamiseksi. Suunnittelussa voidaan käyttää rutiinimenetelmiä. Tavanomaisten rakennuskohteiden antura- ja laattaperustukset kuuluvat yleensä tähän luokkaan.

### GL 3

Geotekniseen luokkaan 3 kuuluvat vaativammat rakenteet tai rakenteen osat, jotka eivät kuulu kahteen muuhun luokkaan. Rakenteet voidaan joutua suunnittelemaan muillakin kuin eurokoodin mukaisilla menettelyillä. Maanvaraiset anturat eivät yleensä kuulu tähän luokkaan.

#### 3.2.4 Seuraamusluokka

Eurokoodin mukaan rakenteet jaetaan kolmeen seuraamusluokkaan, sen mukaan kuinka vakaviin seuraamuksiin rakenteen vika tai vaurio voi johtaa. Eurokoodin kansallisesta liitteestä löytyy luokkien tarkempia kohde-esimerkkejä listattuna. [3, s.92.]

*Taulukko 3. Seuraamusluokkien määrittelyt [9]*

Seuraamus-luokka	Kuvaus
CC3	Suuret seuraamukset hengenmenetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia
CC2	Keskisuuret seuraamukset hengenmenetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia
CC1	Vähäiset seuraamukset hengenmenetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia

Seuraamusluokkiin liittyvät luotettavuusluokat, joita käsitellään seuraavassa kohdassa.

#### 3.2.5 Luotettavuusluokka

Edellisen kohdan seuraamusluokkiin CC1, CC2 ja CC3 liitetään eurokoodissa vastaavat kolme luotettavuusluokkaa RC1, RC2 ja RC3 [3, s.94]. Luotettavuusluokkaa käytetään kuormakertoimen määrittelyyn (kts. kohta 4.1.2).

### 3.3 Mitoitusmenettelyt

Eurokoodien mukainen suunnittelu perustuu rajatilamitoitukseen, joka käsittelee vanhojen ohjeiden tavoin *murto- ja käyttörajoitilamitoitukset*.

### 3.3.1 Varmuusmenettely

Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B3 annetaan mahdollisuus mitoittaa pohjarakenteet joko kokonais- tai osavarmuusmenettelyä käyttämällä [4, s.58]. Käytännössä kokonaisvarmuusmenettely on ollut laajemmin käytössä ja vanha ohje antaa selkeät kokonaisvarmuuslukuvaatimukset erilaisille mitoituslaitteille. Eurokoodin mukainen suunnittelu keskittyy osavarmuusmenettelyyn, joka määrittää kuormille tai niiden vaikutuksille ja kestävyydelle tai sen laskennassa käytetyille parametreille omat osavarmuusluvut. Osavarmuusmenettely antaa laskentatuloksiin tasaisemman varmuustason.

### 3.3.2 Rajatilatarkastelut

Rajatilat tarkistetaan eurokoodissa annettujen laskentamallien mukaan, ja joissain tapauksissa voidaan käyttää pelkästään standardin antamia ohjeellisia sääntöjä suunnittelun pohjana, lisäksi annetaan mahdollisuus kokeellisen suunnittelun tai erityisen seurantamenetelmän käyttöön [1, s.29]. Tässä työssä keskitytään laskelmiin perustuvaan mitoitukseen, jossa tarkastelun kohteena olevasta rakenneosasta tehdään ensin yksinkertainen rakenne-malli, jonka toiminta-analyysin perusteella suoritetaan mitoitus annettujen laskentakaavojen ja reunaehtojen mukaan.

### 3.3.3 Murtorajatilat

Kaikki ihmisten turvallisuuteen tai rakenteen varmuuteen liittyvät mitoituskriteerit luokitellaan murtorajatilaksi kuuluviksi [3]. Murtorajatilassa rakenteelle asetettujen vaatimusten täyttymistä tarkastellaan tarpeen mukaan erilaisten ominaisuuksien suhteen [4, s.45].

#### *Rakenteellisen kestävyuden rajatila (STR)*

Rakenteellisen kestävyuden rajatilatarkastelussa varmistetaan rakenteen tai rakenneosan sisäisen murtumisen tai liiallisen muodonmuutoksen estäminen, kun rakennemateriaalin lujuus on merkittävä tekijä kestävyuden kannalta. Tämä rajatilatarkastelu vastaa tavanomaista rakennesuunnittelua, jossa rakenneosia mitoitetaan kestäväksi odotettavia rasituksia.

### *Rakennuspohjan kestävyiden rajatila (GEO)*

Rakennuspohjan kestävyiden rajatilatarkastelussa varmistetaan maapohjan sisäisen murtumisen tai liiallisen muodonmuutoksen estäminen, kun maapohjan lujuus on merkittävä tekijä kestävyiden kannalta. Tätä rajatilatarkastelua käytetään erilaisissa tilanteissa tarkasteltaessa esimerkiksi perusmaan leikkauskestävyyttä anturan alla.

### *Staattisen tasapainon rajatila (EQU)*

Staattisen tasapainon rajatilatarkistuksessa varmistetaan, ettei rakenne tai maapohja jäykkänä kappaleena tarkasteltuna menetä tasapainotilaa, kun rakennemateriaalien ja maapohjan lujuudet ovat merkityksettömiä kestävyiden aikaansaamisessa. Tähän rajatilaan kuuluvat esimerkiksi rakenteen kaatuminen tai liukuminen. Tämä rajatilatarkastelu tulee harvoin kyseeseen geoteknisessä mitoituksessa maanvaraisten anturoiden suunnittelussa, mutta on tavanomaisempi rakenteellisessa mitoituksessa. Tavanomaiset maanvaraiset perustukset ovat harvoin vaarassa kaatua, mutta liukumisen mahdollisuus tulisi ottaa huomioon varsinkin matalaperustuksessa jos rakenteeseen kohdistuu suuria vaakakuormia. Usein perustamissyvyyden kasvattaminen poistaa liukumisvaaran.

Eurokoodin mukaan tasapainotarkastelun rajatilassa käytetään eri kuormien osavarmuuslukuja kuin kestävyiden tarkastelussa.

### *Muut rajatilat*

Geotekniseen suunnitteluun liittyy myös kaksi muuta rajatilatarkastelua, jotka eivät ole rakennesuunnittelijan näkökulmasta aivan niin tavanomaisia maanvaraisten anturoiden suunnittelussa, ja joita vaadittaessa olisi järkevää olla yhteydessä geotekniseen suunnitteliin.

Kaksi muuta rajatilaa ovat *vedenpaineesta johtuvan nosteen tai muun pysyvuuntaisen voiman aiheuttama tasapainotilan menetys (UPL)* ja *hydraullinen maapohjan nousu ja sisäinen eroosio ja putkieroosio (HYD)*. Niiden tarkempi selostaminen ei kuulu tähän työhön.

### 3.3.4 Käyttörajatilat

Ulkonäköön, käyttäjien mukavuuteen ja rakenteen toimivuuteen kuuluvat vaatimukset sisältyvät käyttörajatilamitoitukseen [3]. Käyttörajatilamitoituksessa käytetään kestävyys- ja kuorman ominaisarvoja.

Maanvaraisten anturoiden käyttörajatilamitoituksen piiriin kuuluvat esimerkiksi rakennuksen ulkonäön säilymisen tai toiminnallisen käytön kannalta haitallisen kokonaispainuman tai painumaerojen rajoittaminen. Painumisen rajoittaminen kuuluu tyypillisesti geoteknisen suunnittelijan työnkuvaan ja tarvittaessa se tulisi olla otetuksi huomioon lähtötietoja annettaessa tai tarkasteltava erikseen alustavan anturamitoituksen jälkeen.

Anturarakenteen säilyvyyden kannalta myös rakenteen halkeilun rajoittaminen on tärkeä käyttörajilatarkastelu. Halkeilun suhteen mitoittaminen tehdään käyttörajatilassa ja mitoitus tulokset vaikuttavat teräsbetonianturarakenteen raudoitusjärjestelyihin.

## 3.4 Geotekniset lähtötiedot

Maanvaraisten anturoiden mitoittamista varten rakennesuunnittelija saa tavallisesti lähtötietoina *perustamissyvyyden* ja *maan kantokestävyys* mitoitusarvon murtorajatilassa. Painumien rajoittaminen saattaa edellyttää anturan alapuolisen pohjapaineen rajoittamista käyttörajatilassa tai erillisen painumalaskentatarkastelun alustavan mitoituksen jälkeen. Myös yksittäisten maaparametrien arvoja ja muita perustamisoloihin liittyviä lähtötietoja voidaan antaa tarvittaessa.

Eurokoodiin siirtyminen aiheuttaa hämmennystä geoteknisten käsitteiden muuttuessa ja tämä saattaa aiheuttaa sekaannuksia suunnitteluprosessin erilaisten lähtötietojen vaihdossa. Tässä luvussa on selvitetty erilaisten lähtötietojen määritelmiä ja merkitystä suunnittelun kannalta.

### 3.4.1 Perustamissyvyys

Maanvaraisten anturoiden perustamissyvyyden vähimmäisvaatimus on 0,5 metriä [1, s.99]. Perustamissyvyyteen vaikuttaa oleellisesti geoteknisten tutkimusten perusteella saadut tiedot maaperän ominaisuuksista. Geotekninen suunnittelija valitsee perustamistason niiden perusteella ja määrittää alustavien anturakokojen perusteella kyseiselle tasolle maan kantokestävyys-

mitoitussarvon rakennesuunnittelijalle anturarakenteen rakennesuunnittelua varten. Tarvittaessa perustamistason muuttamisesta sovitaan geoteknisen suunnittelijan kanssa. Joissain tilanteissa esimerkiksi suuret vaakakuormat saattavat vaatia perustamistason alentamista rakenteen vakavuuden varmistamiseksi.

Perustamissyvyyteen vaikuttaa myös rakennuksen alapohjatyypin, pohjavesiolosuhteiden ja maan routivuuden ja routasyvyyden. Routasuojauksen suunnittelua ei käsitellä tässä työssä, mutta kansallisessa liitteessä viitataan vanhojen ohjeiden osan B3 kohtiin 2.5.1 ja 4.4.1.2, jotka antavat ohjeita routasuojauksesta [9, s.2].

### 3.4.2 Maan kantokestävyys

Eurokoodissa *kestävyys* on kestävyys yleisen määritelmän mukaan ”materiaalin kyky vastustaa kuormien vaikutusta vaurioitumatta mekaanisesti” [1, s.24]. Vanhoissa ohjeissa yleisellä kestävyydellä tarkoitetaan samaa asiaa. Maan kestävyydellä voidaan tarkoittaa erilaisia maan kestävyksiä riippuen tarkasteltavasta ilmiöstä, keskeisimpiä maanvaraisen anturarakenteen suunnittelun kannalta ovat maan *kantokestävyys* ja *liukumiskestävyys*.

Eurokoodissa käytetty termi *kantokestävyys* on määritelty RIL 207-2009 ohjeessa ”kantavuudeksi joko käyttö- tai murtorajatilassa” [1, s.24]. Vaikka määritelmässä mainitaan käyttörajatila, ei tämä tarkoita että kantokestävyys laskennassa otettaisiin painumia huomioon. Eurokoodissa maan kantokestävyydellä tarkoitetaan samaa asiaa kuin vanhan ohjeen *kantokyvyllä*.

Käytännössä rakennesuunnittelijalle maan kantokestävyys on se mitoitussarvo, jolla antura mitoitetaan murtorajatilassa maan kestävyys suhteen. Kantokestävyys laskemisen tekee yleensä geotekninen suunnittelija tutkimuksien avulla määritettyjen maaperän parametrien ja alustavan anturakoon perusteella.

Kantokestävyys voidaan laskea standardin EN 1997-1 opastavassa liitteessä D esitetyillä analyyttisen menetelmän kantokestävyys kaavoilla, jotka ovat lähes vastaavia kuin vanhan ohjeen kantokykykaavat. Kaavoissa on eroavaisuuksia lähinnä termien alaindekseissä. Tässä työssä ei ole tarpeen vertailla tarkemmin eurokoodin ja vanhan ohjeen mukaisia kantokestävyys-



den laskentakaavoja. Vanhan ohjeen kantakykykaavat löytyvät julkaisun *RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeet* luvusta 5.5.1.2.

Suuri muutos verrattuna vanhoihin ohjeisiin on eurokoodeissa annetut erilaiset murtorajatilan maan kantokestävyyden mitoitustavat ja niihin liittyvä osavarmuuskertoimien käyttö. Suomen kansallisen liite määrää eurokoodin tarjoamasta kolmesta mitoitustavasta kaksi Suomessa käytettäväksi. Antura- ja laattaperustusten, paaluperustusten, ankkureiden ja tukirakenteiden mitoituksessa käytetään *mitoitustapaa DA2*, luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa käytetään *mitoitustapaa DA3*.

Kansallinen liite antaa mitoitustavalle DA2 kaksi vaihtoehtoista tapaa käyttää osavarmuuslukuja laskennan edetessä. Toisessa osavarmuuslukuja käytetään heti laskennan alussa ja toisessa vasta lopussa murtorajatilaehtojen täyttymisen tarkistamisen yhteydessä. Vaihtoehtoisista mitoitustavoista käytetään merkintöjä *DA2* ja *DA2\**. mitoitustapana DA2 on varmemmalla puolella suhteessa perustuksen vakavuuteen jos kuormat ovat epäkeskeisiä, mutta eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje suosittelee käytettäväksi mitoitustapaa *DA2\**, koska siinä kaikki kuormat otaksutaan epäedullisiksi [1, s.53]. Keskeisesti kuormitetulla anturalla ei synny eroja laskentatuloksissa.

Maan kantokestävyyden laskennassa käytetystä kaavasta näkee, että laskentaan tarvitaan alustavia anturan kuormitus- ja mittatietoja. Geotekninen suunnittelija joutuu määrittämään maan kantokestävyyden anturoiden arvioitun koon perusteella ja siten lähtötietona esitetty kantavuuden arvoa voidaan tarvittaessa tarkentaa. Joissain suunnittelutilanteissa, joissa maan kantokestävyys on mitoittava lähtöarvo, rakennesuunnittelija voi tarvittaessa tarkistaa geotekniseltä suunnittelijalta arvon tarkkuuden ja kantokestävyys voidaan tarvittaessa laskea uudestaan tarkemmilla kuormilla ja anturatiedoilla. Tällä menettelyllä voidaan joskus välttää vaikea anturarakenne tai ylisuurien anturoiden lisäkustannukset.

Rakennesuunnittelija tarvitsee rakenteen ja maapohjan kestävyys suhteen tehtävää murtorajatilamitoitusta varten maan kantokestävyyden mitoitussarvon  $R_{d,v}$ , joka on laskettu ilman maaparametrien osavarmuuslukuja ja jakamalla siten saatu kantokestävyys  $R_{k,v}$  kantokestävyyden osavarmuusluvulla  $\gamma_{R,v}$ . Kestävyyden osavarmuusluvut on esitelty kohdassa 4.2.1.

Rakennesuunnittelijan tulee varmistaa, että geotekniseltä suunnittelijalta saatu maan kantokestävyyden arvo on mitoituksessa tarvittava laskenta-arvo, jotta rakennelaskelmat voidaan tehdä luotettavasti ja oikeilla lähtötiedoilla.

### 3.4.3 Painuman rajoittaminen

Painuma on merkittävä mitoituskriteeri, joka usein rajaa jo kohteen suunnittelun alkuvaiheessa maanvaraisen perustamistavan käytettävien perustamisratkaisujen ulkopuolelle. Maanvaraisten perustusten anturakoon mitoittaa usein maaperän sallittu kokonaispainuma tai painumaerot, joten tulee varmistaa, että painumien tarkastelut on tehty kun rakennuskohteesta on ollut olemassa tarpeeksi tarkat tiedot.

Painumien määrittäminen on yleisesti ottaen haastavaa, eikä käytettäviä menetelmiä ole tarkasti standardeissa määritelty. Painumatarkasteluissa tulee ottaa huomioon sekä välittömästi tapahtuva että pitkällä aikavälillä tapahtuva painuminen [1, s.111].

Usein painumien arviointi tehdään pohjatutkimuksista saatujen tietojen avulla kokemusperäisesti arvioimalla. Kitkamaalajeissa painuma-arvioita voidaan laskea kairausvastuksen perusteella ja koheesiomaalajeille on olemassa monia erilaisia laskentamenetelmiä. Nykyään painumien arvioinnin ja laskennan apuvälineenä käytetään usein tietokonesovelluksia.

Painuminen voidaan ottaa huomioon jo ennen anturan lopullista mitoitusta jos pystytään määrittämään anturan alla esiintyvälle pohjapaineelle raja-arvo, jota käyttörajatilan kuormituksien aiheuttama jännitys ei saa ylittää. Painumatarkastelu voidaan tehdä myös anturan mitoituksen jälkeen ja tarvittaessa huomioida tulokset lopullisessa anturakoon mitoituksessa.

### 3.4.4 Yhteenveto

Vanhoissa ohjeissa määritellään anturoiden mitoituksen pohjana käytettävä mitoitusarvo, jota kutsutaan termillä *geotekninen kantavuus*. Määritelmänsä mukaan se on saatu ottamalla huomioon ”sekä varmuus murtumista vastaan että sallitut painumat” [4, s.73]. Geoteknisestä kantavuudesta puhuttaessa monet rakennesuunnittelijat kutsuvat sitä edelleen *sallituksi pohjapaineeksi*. Tämä termi ei ole ollut enää käytössä edes edellisissä vanhoissa ohjeissa ja se tulisi unohtaa.

Anturan mitoitus muuttuu eurokoodin osavarmuusmenetelmän käyttämisen myötä niin, ettei yhtä mitoittavaa pohjapaineen raja-arvoa, joka mitoittaisi anturan sekä murtorajatilán kestävyydelle että painumien rajoituksille, voida antaa. Rakennesuunnittelija tarvitsee kantokestävyyden mitoitusarvon määrittääkseen anturan mitat ja raudoituksen murtorajatilán kuormitusten rasi- tuksille. Painumat huomioidaan erikseen joko käyttörajatilán kuormituksille annetulla pohjapaineen raja-arvolla, joka siten saattaa myös määrittää antu- ran mitat, tai kokonaan erillisellä tarkastelulla.

## 4 KUORMITUS JA KESTÄVYYS

Eurokoodissa kuormitusten ja kestävyyksien ominaisarvot ja osavarmuuslu- vut ovat eroavia vanhaan ohjeeseen verrattuna. Eurokoodin mukainen mi- toittaminen vaatii aina eurokoodin mukaiset kuormitustiedot.

### 4.1 Kuormat

#### 4.1.1 Ominaisarvot

Kuormien ominaisarvot valitaan standardien EN 1990 ja EN 1991 mukaan. Standardissa EN 1991, jossa määritellään rakenteiden kuormat, on omat osansa mm. yleisille kuormille, tuulikuormille ja lumikuormille. Ominaisarvoja käytetään käyttörajatilamitoituksessa.

#### 4.1.2 Kuormakerroin

Eurokoodin mukaan kuormituksen mitoitusarvoa murtorajatilassa laskettaes- sa kerrotaan epäedullisen kuorman ominaisarvo rakenteen luotettavuusluo- kan mukaisella kuormakertoimella  $K_{FI}$ . Kuormakertoimien käyttö tulee esille osavarmuuslukujen yhteydessä (kts. kohta 4.1.3).

Taulukko 4. Kuormakerroin  $K_{FI}$  luotettavuusluokan mukaan [3, s.94]

$K_{FI}$	Luotettavuusluokka		
	RC 1	RC 2	RC 3
	0,9	1,0	1,1

Tavanomaisissa kohteissa kuormakertoimen arvo on 1,0, jolloin kerroin ei vaikuta mitoitukseen.

#### 4.1.3 Kuormitusten osavarmuusluvut

Kuormitusyhdistelmien osavarmuuslukujen valinta riippuu tarkasteltavasta murtorajatilasta. Anturaperustusten tavanomaisessa mitoituksessa keskitytään rakenteen ja maapohjan kestävyyksien rajatiloihin, mutta staattisen tasapainotilan rajatilatarkastelu saattaa olla tarpeen joissain tapauksissa. Tässä työssä esitetään vain näiden rajatilojen mukaiset osavarmuusluvut.

##### *Rakenteen tai maaperän kestävyysden rajatilatarkastelu (STR/GEO)*

Kun tarkastellaan rakennusosan tai rakennuspohjan kestävyyttä, johon pääasiassa rakennemateriaalin tai maa-aineksen lujuus vaikuttaa, käytetään kuormille alla olevan taulukon mukaisia osavarmuuskertoimia.

*Taulukko 5. Kuormien osavarmuusluvut (STR/GEO) [1, s.49]*

Kuorma			Osavarmuusluku		
Pysyvä	Epäedullinen	$G_{sup}$	lauseke L1	$\gamma_{G,sup,1}$	1,15 $K_{FI}$
			lauseke L2	$\gamma_{G,sup,2}$	1,35 $K_{FI}$
	Edullinen	$G_{inf}$		$\gamma_{G,inf}$	0,9
Muuttuva	Epäedullinen	$Q_{sup}$		$\gamma_{Q,sup}$	1,5 $K_{FI}$
	Edullinen	$Q_{inf}$		$\gamma_{Q,inf}$	0

##### *Staattisen tasapainotilan rajatilatarkastelu (EQU)*

Kun tarkastellaan rakennusosaa tai rakennuspohjaa jäykkänä kappaleena ja sen staattisen tasapainotilan menettämistä, joita ovat esimerkiksi rakenteen kaatuminen tai liukuminen, käytetään kuormille alla olevan taulukon mukaisia osavarmuuskertoimia.

*Taulukko 6. Kuormien osavarmuusluvut (EQU) [1, s.47]*

Kuorma			Osavarmuusluku	
Pysyvä	Kaatava	$G_{dst}$	$\gamma_{G,dst}$	1,1 $K_{FI}$
	Vakauttava	$G_{stb}$	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Muuttuva	Kaatava	$Q_{dst}$	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 $K_{FI}$
	Vakauttava	$Q_{stb}$	$\gamma_{Q,stb}$	0

#### 4.1.4 Kuorman yhdistelykerroin

Kun kuormitusyhdistelmään sisältyy useampi kuin yksi muuttuva kuorma, kerrotaan muu kuin määräävä muuttuva kuorman yhdistelykertoimella  $\psi_o$ .

Yhdistelykertoimien arvot on esitetty standardin EN 1990 kansallisen liitteen taulukossa A1.1 (FI).

Taulukko 7. Kuormien yhdistelykertoimet [9]

Kuorma	$\psi_o$
Hyötykuorma varastotiloissa	1,0
Hyötykuorma muissa rakennusten tiloissa	0,7
Lumi- tai jääkuorma	0,7
Tuulikuorma	0,6

#### 4.1.5 Kuormituksen mitoitusarvot

Rajatilamitoituksessa käytetään kuormien *mitoitussarvoja*. Kuormien mitoitusarvot saa eurokoodin mukaan joko arvioida suoraan tai laskea ominaisarvojen perusteella käyttäen kuormitusyhdistelmäkaavoja, joissa ominaiskuormiin käytetään osavarmuuskertoimia, kuormien yhdistelykertoimia ja kuormakertoimia.

#### 4.1.6 Kuormitusyhdistelmät

Kuormitusyhdistelmissä tulee tarkastella myös mahdollisuutta, että muuttuvat kuormat esiintyvät sekä yhdistettynä että erikseen [1, s.37].

Kuormien yhdistelylausekkeet perusmuodossaan rakenteen tai maaperän kestävyysajan rajatiloille:

$$\gamma_{G,\text{sup}} G_{k,\text{sup}} + \gamma_{G,\text{inf}} G_{k,\text{inf}} + \gamma_{Q,\text{sup}} Q_{k,\text{sup},1} + \gamma_{Q,\text{sup}} \sum_{i>1} \psi_{o,i} Q_{k,\text{sup},i} \quad (1)$$

$$\gamma_{G,\text{sup}} G_{k,\text{sup}} + \gamma_{G,\text{inf}} G_{k,\text{inf}} \quad (2)$$

Näistä mitoittavana kuormitusyhdistelmänä käytetään epäedullisemmän tuloksen antavaa.

Tasapainorajatilassa kuormitusyhdistelmän peruslauseke on:

$$\gamma_{G,\text{dst}} G_{k,\text{dst}} + \gamma_{G,\text{stb}} G_{k,\text{stb}} + \gamma_{Q,\text{dst}} Q_{k,\text{dst},1} + \gamma_{Q,\text{dst}} \sum_{i>1} \psi_{o,i} Q_{k,\text{dst},i} \quad (3)$$

Kaavojen merkinnät:

$\gamma$  on kuorman osavarmuusluku

$G_k$  on pysyvän kuorman ominaisarvo

$Q_k$  on muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\psi_o$  -kerroin on kuorman yhdistelykerroin

alaindeksi "sup" viittaa epäedulliseen kuormaan

alaindeksi "inf" viittaa edulliseen kuormaan

alaindeksi "dst" viittaa kaatavaan kuormaan

alaindeksi "stb" viittaa vakauttavaan kuormaan

alaindeksin numero 1 viittaa määräävään muuttuvaan kuormaan

Edellä esitetyt kuormitusyhdistelmäausekkeet (1) ja (3) ovat käytännössä samat, vain kuormien vaikutuksen edullisuutta kuvaavat alaindeksi ovat merkinnöiltään erilaiset. Näiden kahden lausekkeen osavarmuusluvussa on eroa eri tarkasteluissa ainoastaan pysyvien kuormien arvossa, joka on tasapainotilassa 1,1 ja muissa tarkasteluissa 1,15.

Rakenteen tai maaperän kestävyys tarkastelussa käytettävistä lausekkeista pysyvistä kuormista koostuva lauseke (2) on mitoittava kun hyötykuorman osuus kokonaiskuormasta on pieni.

## 4.2 Geotekninen kestävyys

Rakennesuunnittelijan tulee olla selvillä onko geotekniseltä suunnittelijalta saatu maan kantokestävyys arvo ominais- vai mitoitusarvo, jotta suunniteluun ei turhaan lisätä ylimääräistä varmuutta.

### 4.2.1 Kestävyyden osavarmuusluvut

Antura- ja laattaperustusten geoteknisessä suunnittelussa kestävyydelle on määrätty taulukon 8 mukaiset osavarmuusluvut.

Taulukko 8. Kestävyyden osavarmuusluvut (STR/GEO) [1, s.52]

Kestävyys	Osavarmuusluku	
Kantavuus	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukuminen	$\gamma_{R,h}$	1,1

### 4.2.2 Kestävyyden mitoitusarvot

Kestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (4)$$

jossa

$R_k$  on kestävyys ominaisarvo

$\gamma_R$  on kestävyys osavarmuusluku

Rakennesuunnittelun mitoituksessa tarvittavia rakenteiden kestävyksiä käsitellään tässä työssä jäljempänä rakennesuunnittelun yhteydessä.

## 5 ANTUROIDEN RAKENNESUUNNITTELU

Anturarakenteen suunnitteluun kuuluvat rakenteen mitoitus ja rakennesuunnittelu. Tässä työssä rakennesuunnittelulla tarkoitetaan rakenneosien rakenteellista mitoitusta ja suunnittelua, joka ei varsinaisesti kuulu geoteknisen suunnittelun piiriin.

### 5.1 Anturarakenne

Kuten työn alussa on todettu, anturarakenteet toteutetaan lähes yksinomaan betonirakenteisina. Rakennesuunnittelun näkökulmasta ne toimivat silloin joko raudoitettuna tai raudoittamattomina betonirakenteina. Seuraavissa luvuissa on käsitelty sekä raudoitettujen että raudoittamattomien betonianturoiden suunnittelua ja mitoitusta eurokoodin mukaisesti.

Tässä työssä ei esitellä ja luetella tarkemmin eurokoodin mukaisia betonirakenteiden suunnitteluperusteita, joihin kuuluvat esimerkiksi materiaalien lujuusominaisuudet, osavarmuusluvut ja muut perustiedot. Nämä asiat on määritelty standardissa EN 1992-1-1, joka käsittelee betonirakenteiden suunnittelun yleisiä ja rakennuksia koskevia sääntöjä. Tässä työssä mitoitusarvokasteluja tehdään vain normaaleissa ja tilapäisissä mitoitusolosuhteissa, onnettomuusmitoitusta ei käsitellä. Myös anturoina harvinaiset jännitetyt rakenteet on rajattu työn ulkopuolelle.

#### 5.1.1 Anturatyypit

Anturarakenteet jaetaan seinä- ja pilarianturoihin. Anturoiksi saatetaan josain yhteydessä luokilla myös maanvaraiset peruslaatat, joita ei käsitellä tässä työssä.

### *Seinäantura*

Seinäantura on yhdessä suunnassa taivutettu pitkänomainen peruslaatta, jota kuormittaa seinän viivamaiset kuormat [12, s.414]. Seinäanturoita kutsutaan usein myös nauha-anturoiksi.

### *Pilariantura*

Pilariantura on pilarin tai ylösnoston alle valettava laattaperustus. Pilarianturat ovat kuormituksesta riippuen yleensä neliön tai suorakulmion muotoisia.



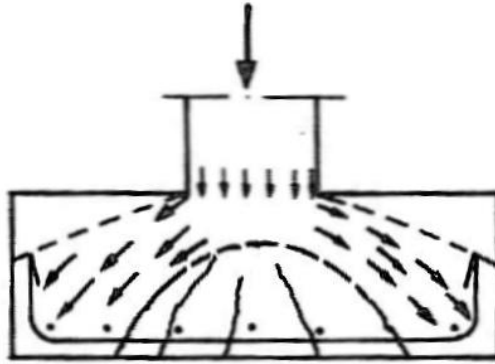
*Kuva 3. Neliömuotoinen pilariantura ja ylösnosto peruspultteineen*

#### *5.1.2 Rakenteen toimintatapa*

Anturan rakenteelliseen toimintaan vaikuttaa oleellisesti onko anturarakenne toteutettu raudoitettuna vai raudoittamattomana.

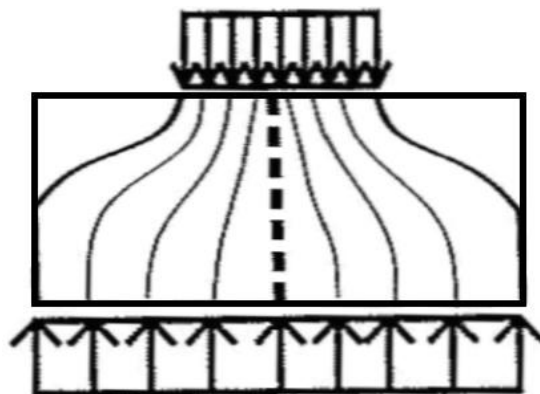
Raudoitetuissa betonianturoissa käytetään teräsraudoitteita betonirakenteen rakenteellisen vetolujuuden lisäämiseksi. Raudoitetussa anturassa puristusjännitys jakaantuu rakenteeseen pilarin ja anturan pohjan välillä kartion muotoisena kenttänä ja muodostaa kaarivaikutuksen takia rakenteeseen vaakasuuntaista vetojännitystä. Käytännössä raudoitettu antura toimii vetotangollisen puristuskaaren tavoin. [5, 447.]





Kuva 4. Kaarivaikutus raudoitetussa anturassa [12, s.417]

Raudoittamaton rakenne toimii siten, että betoni yksinään kestää rakenteeseen kohdistuvat rasitukset, jolloin rakenteessa saa olla vain puristusrasituksia. Raudoittamattomana suunnitellun anturan korkeuden täytyy olla riittävän suuri, jotta rakenne pysyy taivuttamattomana ja betoni kestää lävistysleikkausrasituksen. Kuormat siirtyvät maaperään pullomaisen puristusdiagonaalien kautta suorana puristuksena. [5, s.446.]



Kuva 5. Jännitys jakaantuu rakenteessa pullomaisen puristusdiagonaalien muodossa [lähde 5, s.446 mukaillen]

## 5.2 Anturoiden mitoitus

### 5.2.1 Pohjan alan alustava määrittäminen

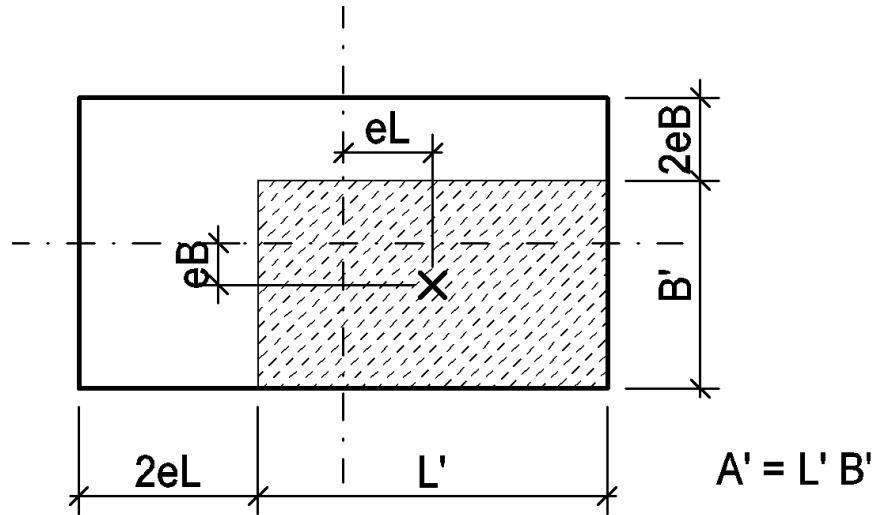
Vähimmäisvaatimus seinäanturan leveydelle on *300 mm* ja pilarianturan sivumitalle *400 mm* [1, s.99].

Käytännössä anturan dimensiot määrää murtorajatilassa maan kantokestävyyden mitoitusarvo tai käyttörajatilassa painumien rajoittamiseksi määritetty pohjapaineen raja-arvo, riippuen siitä kumpi on määräävä.

On tärkeä huomata, että kyseessä on kaksi erillistä pohjapaineen raja-arvoa, joita ei voi käyttää sekaisin eri rajatilatarkasteluissa.

### Anturan pohjan tehokas pinta-ala

Keskeisesti kuormitetun anturan pohjan tehokkaaksi pinta-alaksi katsotaan anturan todellinen pinta-ala. Kun antura on epäkeskeisesti kuormitettu, katsotaan epäkeskisyyden suunnassa anturan tehokkaaksi leveydeksi kuormitusresultantin suhteen symmetrisen alueen pituus. [1, s.106.] Anturan pohjan tehokas pinta-ala on tehokkaiden leveyksien tulo.



Kuva 6. Anturan pohjan tehokas pinta-ala [lähde 1, s.106 mukailen].

### Mitoittava pohjapaine murtorajatilassa

Anturarakenteiden suunnittelussa yksinkertaistuksena oletetaan anturan alla esiintyvä pohjapaine tasan jakautuneeksi.

Pohjapaineen mitoitusarvo lasketaan seinäanturalle kaavasta:

$$\sigma_{gd} = \frac{n_{Ed}}{B'} \quad (5)$$

missä

$n_{Ed}$  on pystysuuntainen mitoitusmetrikuorma

$B'$  on anturan tehokas leveys

Pohjapaineen mitoitusarvo lasketaan pilarianturalle kaavasta:

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{A'} \quad (6)$$

missä

$N_{Ed}$  on pystysuuntainen mitoituskuorma

$A'$  on anturan tehokas pinta-ala

Mitoituspystykuormiin tulee laskea mukaan anturarakenteen oma paino ja yläpuolisten maakerroksen paino. Periaatteessa nämä kuormat vähentävät kokonaiskuormituksen epäkeskisyyttä, mikä todellisuudessa suurentaisi tehokasta pinta-alaa. Tämä jätetään kuitenkin huomioimatta.

#### *Mitoittava pohjapaine käyttörajatilassa*

Jos painuminen on määräävä ominaisuus maaperän kantavuudessa, voidaan mitoituksen lähtötietona antaa käyttörajatilan mitoituspohjapaine, joka määrää anturan minimikoon painumien rajoittamiseksi. Tällaisessa tapauksessa anturan dimensioiden määrittäminen voidaan tehdä edellisessä kohdassa esitetyn periaatteen mukaan käyttämällä kuormituksen käyttörajatilan pitkäaikaisia kuormia. Usein painumatarkastelu saatetaan tehdä myös kokonaan erikseen esimerkiksi jälkikäteen. Jatkossa tarkastellaan dimensioiden määrittästä kuitenkin murtorajatilakestävyyden ollessa määräävä mitoitusperuste.

#### 5.2.2 Leveyden määrittäminen

Anturan alla esiintyvä pohjapaine ei saa ylittää maan kantokestävyyttä. Anturan mitoitusena on:

$$\sigma_{gd} \leq R_{d,v} \quad (7)$$

missä

$\sigma_{gd}$  on anturan alla esiintyvä mitoituspohjapaine murtorajatilassa

$R_{d,v}$  on maan kantokestävyyden mitoitusarvo

Mitoitusehdon avulla voidaan määrittää anturan leveyden vähimmäisvaatimus murtorajatilan kantokestävyyden suhteen. Mitoittavan pohjapaineen laskennassa käytetään määräävää murtorajatilan kuormitusyhdistelmää. Pitää muistaa, että mitoitusehto on yksinkertaisuudestaan huolimatta impliittinen, sillä maan kantokestävyyteen vaikuttaa maaperän ominaisuuksien lisäksi anturan leveys. [5, s.446.]

Seinäanturan todellisen leveyden  $b_F$  mitoitusehto:

$$b_F \geq \frac{n_{Ed}}{R_d} + 2e \quad (8)$$

missä

$e$  on kuormitusresultantin epäkeskisyys anturan keskiliinjasta

Pilariantura kannattaa toteuttaa neliön muotoisena, jos kuormitusresultantti sijaitsee anturan yläpuolisen rakenteen poikkileikkauksen sisäpuolella [5, s.448]. Jossain harvinaisemmissa erittäin raskaasti kuormitettujen pilarianturoiden tapauksessa saattaa taivutusmomenttien tasaisemman jakaantumisen saavuttamiseksi olla edullista käyttää esimerkiksi kahdeksankulmaista anturalaattaa, jolloin anturan pääraudoitus asennetaan laattaan jokaisen sivun suuntaisesti [13, s.429]. Muissa tapauksissa antura suunnitellaan suorakaiteen muotoisena.

Keskeisesti kuormitetun neliön muotoisen pilarianturan sivumitta saadaan kaavasta:

$$b_F \geq \sqrt{\frac{N_{Ed}}{R_{d,v}}} \quad (9)$$

Epäkeskeisesti kuormitetun pilarianturan sivumitta kuormituksen epäkeskyyden suunnassa valitaan pidemmäksi. Alustava mitoitus tehdään valitsemalla ensin harkinnanvaraisesti lyhyempi sivumitta  $b_2$ .

Tämän jälkeen suorakaiteen muotoisen pilarianturan pidemmän sivun mitta voidaan arvioida kaavalla [5, s.451]:

$$b_1 \geq \frac{N_{Ed}}{b_2 R_{d,v}} + 3e \quad (10)$$

### 5.2.3 Korkeuden määrittäminen

Raudoitettu antura voidaan toteuttaa matalampana kuin raudoittamaton antura. Seuraavassa on esitetty anturan alustava mitoitus. Anturan korkeutta täytyy mahdollisesti muuttaa alustavan mitoituksen jälkeen, sillä anturarakenteissa leikkauskapasiteettivaatimus usein mitoittaa korkeuden.

### Raudoittamattoman anturan korkeus

Eurokoodi antaa luvan suunnitella normaalivoiman kuormittamat seinä- tai pilarianturan raudoittamattomana, kun sen korkeus täyttää ehdon [13, s.194]:

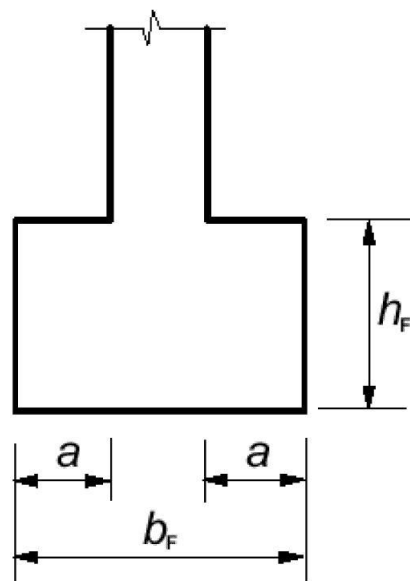
$$h_F \geq 2,04a \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad (11)$$

missä

$a$  on anturan ulokeosan pituus

$\sigma_{gd}$  on anturan alla vaikuttava mitoituspohjapaine

$f_{ctd,pl}$  on betonin mitoitusvetolujuus, jonka laskennassa on käytetty raudoittamattoman betonin lujuuskertoimia



Kuva 7. Raudoittamattoman anturan dimensiot [13, s.195]

Vaihtoehtoinen yksinkertaistettu ehto anturan korkeudelle on [13, s.194]:

$$h_F \geq 2a \quad (12)$$

Suuria anturoita ei tulisi koskaan suunnitella raudoittamattomina, sillä betonin kovettumisen aikaiset lämpötilan vaihtelut aiheuttavat rakenteessa halkeilua [12, s.417].

By 210, *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008* -suunnitteluohje antaa anturan mitoille seuraavat rajoitukset [5, s.446]:

$$300\text{mm} \leq b_F \leq 750\text{mm} \quad (13)$$

$$a \leq 300\text{mm} \quad (14)$$

Lisäksi vaaditulle korkeudelle on esitetty ehdot:

$$h_F \geq 1,2a \text{ karkearakeisella maalla} \quad (15)$$

$$h_F \geq 1,7a \text{ hienorakeisella maalla} \quad (16)$$

Nämä korkeusvaatimukset ovat samaa suuruusluokkaa kuin eurokoodin kaavan avulla lasketut.

#### *Raudoitetun anturan korkeus*

Raudoitetun seinäanturan alustava korkeus voidaan laskea kaavasta [5, s.447]:

$$h_F \geq \frac{b_F}{3...4} \quad (17)$$

missä:

$b_F$  on anturan sivumitta taivutuksen suunnassa

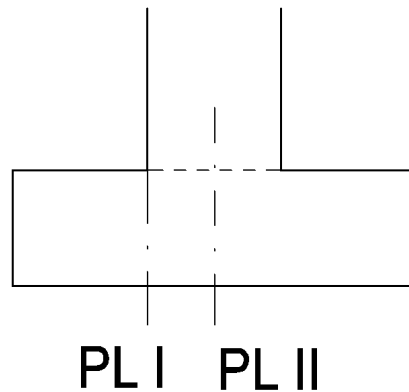
Lopullisessa mitoituksessa anturan korkeuden määrää usein leikkauskestävyys. Myös halkeilun rajoittamisessa korkeuden kasvattamisesta on apua [5, s.447].

#### *5.2.4 Mitoitus taivutukselle*

Raudoittamattoman anturan rajoitukset estävät tilanteet, joissa anturaan syntyisi merkittäviä taivutusrasituksia. Raudoitettu antura tulee mitoittaa taivutukselle määrittämällä anturalle pääraudoitus taivutuksen suunnassa. Tavanomaisessa anturarakenteessa ei yleensä esiinny merkittäviä yhdistettyjä rasituksia.

Mitoittavan poikkileikkauksen sijainti anturarakenteessa riippuu yläpuolisen rakenteen liittymistavasta. Jos anturan yläpuolisen rakenteen liittymistä anturaan voidaan pitää jäykkänä, sijaitsee taivutuksen suhteen mitoittava poikkileikkaus yläpuolisen rakenteen reunan kohdalla (*PL I*). Jos yläpuolisen ra-

kenteen liitosta ei voida pitää jäykkänä, sijaitsee mitoittava poikkileikkaus yläpuolisen rakenteen keskilinjalla (PL II). [5, 447.]



Kuva 8. Mitoittavat poikkileikkaukset [lähde 5, s.447 mukailen].

Paikallavalumuurit ja peruspultein kiinnitetyt tai paikallavaletut pilarit katsotaan jäykästi kiinnitetyiksi rakenteiksi, kun taas tiiliseinät tai sokkelielementit eivät liity anturaan jäykästi.

Mitoittavia taivutusmomenteja laskettaessa käytetään taivutusmomentin aiheuttava kuormana anturan alla esiintyvää mitoittavaa pohjapainetta  $\sigma_{gd}$ , joka oletetaan tasan jakautuneeksi [5, s.448]. Mitoittava taivutusmomentin perusteella mitoitetaan anturan pääraudoitus, jonka laskemiseen on esitetty lyhennetty ohje kohdassa 5.3.1.

Seinäanturan mitoittava taivutusmomentti saadaan kaavoista:

$$m_d = \frac{\sigma_{gd} a^2}{2}, \text{ kun mitoittava PL I} \quad (18)$$

$$m_d = \frac{\sigma_{gd} b_F^2}{8}, \text{ kun mitoittava PL II} \quad (19)$$

joissa

$a$  on anturan ulokkeen pituus

$b_F$  on anturan taivutuksen suuntainen sivumitta

Jos yläpuolinen seinä sijaitsee anturaan nähden epäkeskisesti, mitoitetaan antura PL I mukaan ja huomioidaan epäkeskisyyden tuoma momentti liitoksen mitoituksessa [5, s.448].

Pilarianturan mitoittava taivutusmomentti saadaan kaavasta:

$$M_d = \frac{\sigma_{sd} a^2 b}{2} \quad (20)$$

missä

$b$  on taivutusta vastaan kohtisuoran anturan sivun mitta

Pilarianturan taivutus tulee tarkastella molempiin suuntiin jos anturan muoto ei ole neliö.

#### 5.2.5 Mitoitus leikkaukselle

Anturarakenteet on taloudellista suunnitella leikkausraudoittamattomina, siksi niiden korkeus määräytyy usein leikkauskestävyyden vaatimuksen perusteella. Pilarianturoilla lävistyskestävyys on usein mitoittavampi kuin taivutuskestävyys. Seinäanturoiden leikkauskapasiteetti tarkistetaan raudoittamattoman rakenteen mukaisesti. Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyyden laskenta on esitetty standardin EN 1992-1-1 kohdassa 6.2.2.

Leikkauslävistysmitoitus tehdään Suomessa toistaiseksi vanhan ohjeen mukaan käyttäen eurokoodin mukaisia kuormia ja materiaalitietoja [17, s.7].

Lävistysleikkausmitoitusta ja menetelmien välisiä eroja on käsitelty laajemmin tämän työn luvussa 7.

#### 5.2.6 Liukumiskestävyys

Anturan mitoituksessa on tehtävä tarkastelu anturan pohjaa pitkin tapahtuvan liukumurtuman varalta, jos kuormitus ei ole kohtisuorassa anturan pohjaa vasten. Liukumiskestävyystarkastelussa annetaan mahdollisuus ottaa huomioon perustuksen sivuun kohdistuvasta maanpaineesta aiheutuva liukumista vastustava voima. Tämä jätetään kuitenkin usein huomioitta, koska edullisena kuormana toimiva maa-aines saattaa tulevaisuudessa siirtyä perustuksen sivusta esimerkiksi vierustan kaivun takia. [1, s.108.] Käytännössä maan mitoituskestävyyden  $R_d$  laskenta tehdään kuten tässä työssä on aiempaan esitetty, mutta kestävyys laskenta erilaisissa olosuhteissa on esitetty suunnitteluohjeessa RIL 201-2009 sivuilla 108 -109.



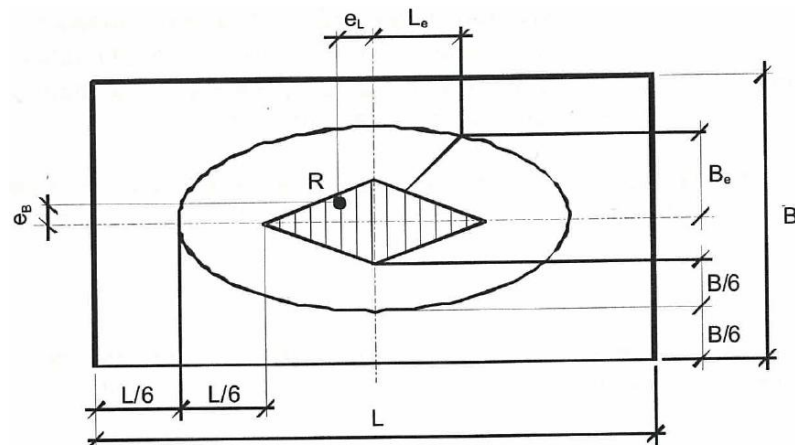
### 5.2.7 Voimakkaasti epäkeskiset kuormat

Jos kuormituksen epäkeskisyys on suurempi kuin  $1/3$  kertaa anturan leveys, tulee anturan mitoitus suhtautua erityisellä huolellisuudella [1, s.109]. Tarvittaessa kuormien mitoitusarvot on tarkasteltava tarkemmin tai otettava huomioon jopa  $100 \text{ mm}$  toleransseja jos työn suorituksen huolellisuuteen ei kiinnitetä erityishuomiota [1, s.110].

$1/3$  anturan leveydestä ylittävää epäkeskisyyttä ei sallita ollenkaan, jos murtorajatilan kantokestävyyden laskennassa on käytetty mitoitusapaa DA2\*, jossa osavarmuuslukujen vaikutus kohdistetaan vasta laskennan lopputulokseen ja tällöin varmuutta eli synny epäkeskisyyden vaikutuksiin nähden [1, s.109].

Anturan epäkeskisyyden vaikutuksia voi tarkastella alla esitettyssä tasopiirustuksessa näkyvien aluerajausten avulla. Jos kuormitusresultantti sijaitsee

- viivoitetun alueen sisällä, on anturan koko ala puristettuna
- ellipsin rajaaman alueen sisällä, on epäkeskisyys alle  $1/3$  leveydestä



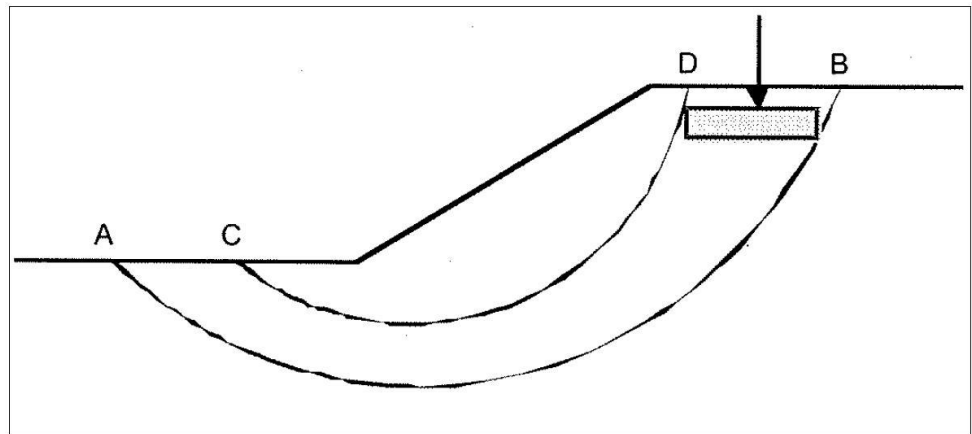
Kuva 9. Epäkeskisyyden tarkistaminen [1, s.110]

Viivoitetun alueen kulmapisteet ovat  $1/3$  leveyden etäisyydellä anturan reunoista ja ellipsin reunan määrää lauseke:

$$\left(\frac{L_e}{L}\right)^2 + \left(\frac{B_e}{B}\right)^2 = \frac{1}{9} \quad (21)$$

Suuren suhteellisen epäkeskisyyden esiintyessä on aina tärkeä tehdä staattinen tasapainotarkastelu rakenteen kaatumisen poissulkemiseksi.

### 5.2.8 Kokonaisvakavuustarkastelu



Kuva 10. Kokonaisvakavuuden tarkistaminen [1, s. 103]

Rakenteen tai rakennuspohjan kestävyys murtorajatilatarkastelussa maanvaraiselle anturarakenteelle saattaa tarvita tehdä kokonaisstabiilitietarkastelu jos antura sijaitsee esimerkiksi maaluiskan, kaivannon, vesistön tai seinämän vieressä ja on vaara että kaista maaperästä murtuu irti anturan alta [1, s.103]. Kokonaisvakavuustarkastelussa tarkistetaan vakavuus murtopinnoille A-B ja C-D [1, s.103]. Kantokestävyyden laskennassa käytetään kansallisen liitteen mukaan mitoitusapaa DA3, jota ei esitellä tässä työssä. Mitoitustavassa DA3 kohdistetaan erilliset osavarmuusluvut maan eri parametreille jo maan kestävyys arvoa laskettaessa ja maan kestävyys mitoitusarvo saadaan ilman yksittäistä osavarmuuslukua. Rakennesuunnittelija ei tavallisesti suorita tätä tarkastelua itse, vaan kyseisessä tilanteessa on syytä olla yhteydessä geotekniseen suunnittelijaan.

## 5.3 Anturan raudoituksen mitoitus

Seuraavassa on esitetty lyhyesti anturan raudoituksen mitoitus eurokoodin mukaan. Mitoitus perustuu betonirakenteiden standardiin EN 1992-1-1.

### 5.3.1 Pääraudoitus

Pääraudoituksen määrän mitoittavat usein murtorajatilat taivutusrasitukset. Taivutukselle mitoittamisen periaate ei ole muuttunut eurokoodin myötä. Myös käyttörajatilan halkeilun rajoittaminen sekä yleisesti vaadittavat minimiraudoitusmäärät vaikuttavat pääraudoituksen mitoitukseen.



Kuva 11. Seinäanturan raudoitus valumuotissa

Pääraudoitusvaatimuksen laskemisessa käytettävä suhteellinen momentti lasketaan kaavasta:

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} \quad (22)$$

missä:

$M_d$  on mitoitusmomentti, joka vaikuttaa laskentaleveydellä  $b$

$d$  on mitoittavan raudoituksen tehollinen korkeus

$f_{cd}$  on betonin mitoituspuristuslujuus, joka saadaan kaavasta:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (23)$$

missä

$\alpha_{cc}$  on lujuuden alennuskerroin, joka huomioi puristuslujuuden pitkäaikaistekijät ja muut epäedulliset tekijät. Suomessa sen arvona käytetään 0,85 [17, s. 4].

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku materiaalille, esitetty taulukossa 10.

Taulukko 9. Betonin ominaispuristuslujuus tavanomaisissa lujuusluokissa [13, s.30]

Lujuusluokka	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	25	30	35	40	45	50

Vaadittu teräsala tarkasteltavalle poikkileikkaukselle saadaan kaavasta:

$$A_s = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} bd \quad (24)$$

missä

$f_{yd}$  on raudoitusteräksen ominaislujuus, joka lasketaan kaavasta:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (25)$$

missä

$f_{yk}$  on raudoitusteräksen ominaislujuus, tyypillisesti käytetään raudoitusteräslaattaa A500HW, jonka ominaislujuus  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$\gamma_s$  on raudoitusteräksen osavarmuusluku materiaalille, esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. Materiaalien osavarmuusluvut normaalioloissa [17. s.4]

Materiaali	Betoni $\gamma_c$	Raudoitusteräs $\gamma_s$
Osavarmuuskerroin	1,5	1,15

Pääraudoituksen vähimmäisalan määrittämiseen voidaan soveltaa laatoille annettuja vaatimuksia [9]. Standardin EN 1992-1-1 mukaan teräsbetonipalkkeille määrätty vähimmäisraudoitusala vaatimus koskee myös umpilaattoja [13, s.156]. Raudoituksen yleinen vähimmäisvaatimus on seuraavista kaavoista määräävämpi [13, s.150]:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \quad (26)$$

$$A_{s,\min} = 0,0013 bd \quad (27)$$

missä

$f_{ctm}$  on betonin keskimääräinen vetolujuus

$f_{yk}$  on raudoitusteräksen ominaislujuus

$b$  on tarkasteltavan poikkileikkauksen leveys

$d$  on tarkasteltavan poikkileikkauksen raudoituksen tehollinen etäisyys

On huomioitava, että edellä mainittu vähimmäisraudoitus ei takaa, että halkeilu pysyisi halutuissa rajoissa vaan tarvittaessa vähimmäisraudoitus määritetään halkeilumitoituksella [9]. Halkeilua on käsitelty kohdassa 6.2.

Edelleen on voimassa vanhojen suunnitteluohjeiden mukainen raudoituksen jakovaatimus pilarianturoille, jotka ovat mitoiltaan pitkänomaisia [5, s.448]. Taivutusmomentin epätasaisen jakaantumisen takia on jaettava osa lyhyemmän sivun suuntaisesta pääraudoituksesta anturan poikkileikkauksen keskialueelle. Aihetta käsitellään BY 210 -suunnitteluohjeessa kohdassa 6.6.3.

#### *Pääraudoituksen ankkurointi*

Vanhan ohjeen mukaan ankkurointipituuden täyttyminen määriteltiin olettaen anturan vinohalkeamat 45 asteen kulmaan [12, s.420]. Eurokoodissa ankkuroinnin mitoitus on esitetty hiukan monimutkaisemmin. Ankkuroitava veto-voima lasketaan kaavalla [13, s.163]:

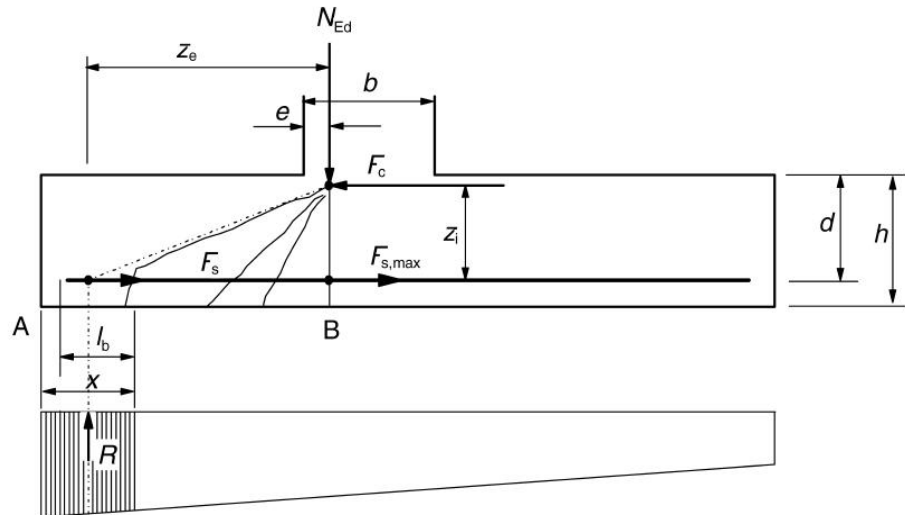
$$F_s = R \frac{z_e}{z_i} \quad (28)$$

missä

$R$  on pituudella  $x$  vaikuttavan pohjapaineen resultantti

$z_e$  on resultantin  $R$  ja pystykuorman  $N_{Ed}$  välinen etäisyys

$z_i$  on raudoituksen ja vaakavoiman  $F_c$  välinen etäisyys



Kuva 12. Vinohalkeamien mukainen vetovoimamalli [13, s.163]

Ankkuroitavien terästen suunnassa pilarin tai seinän suhteen symmetrisen anturan tapaukseen on laskennan helpottamiseksi alla johdettu ankkuroitavan vetovoiman kaavassa olevien muuttujien laskentakaavoja [13, s.163 - 164]:

$$R = \sigma_d \frac{h}{2} \quad (29)$$

$$z_e = \frac{B}{2} - \frac{h}{4} - 0,35b \quad (30)$$

$$z_i = 0,9d \quad (31)$$

joissa

$\sigma_d$  on anturan alla esiintyvä mitoittava pohjapaine

$h$  on anturan korkeus (kun tangot ovat pääteankkuroimattomia [13, s.163])

$B$  on anturan leveys ankkurointia vastaan kohtisuorassa suunnassa

$b$  on yläpuolisen pilarin tai seinän paksuus

$d$  on ankkuroitavan raudoituksen tehollinen etäisyys

Eurokoodin mukaisen pääraudoituksen ankkurointipituuden laskenta on esitetty standardin EN 1992-1-1 kohdassa 8.4.

### 5.3.2 Leikkausraudoitus

Anturarakenteet pyritään suunnittelemaan leikkausraudoittamattomina [12, s.420]. Jos rakennekorkeuden rajoitus tai muu syy vaatii, voidaan anturaan suunnitella leikkausraudoitus. Eurokoodin mukainen leikkausraudoitetun ra-

kenteen leikkaustarkastelu on esitetty standardin EN 1992-1-1 kohdassa 6.2.3.

### 5.3.3 Yksityiskohdat

Seinäanturoiden suunnittelussa saattaa joskus olla tarpeen huomioida, että esimerkiksi yläpuolisen kantavan rakenteen epäjatkuvuuskohdissa voi anturaan muodostua pituussuuntaisia taivutusrasituksia, jotka vaativat pitkittäisen taivutusraudoituksen [12, s.414].

Anturan ja paikallavaletun perusmuurin väliseen työsaumaan tulisi sijoittaa lenkkirauditus  $T8 \text{ k } 300..500$  estämään työnaikainen leikkautuminen [5, s.446]. Työturvallisuuden kannalta lenkit kannattaa toteuttaa anturan ulkopuolelle jäävältä osalta umpinaisina lenkkeinä.



Kuva 13. Väestönsuojan seinän tartuntaraudoituksia

## 5.4 Raudoittamattomien anturoiden suunnittelu

Raudoittamattomista rakenteista antaa määräyksiä standardin EN 1992-1-1 luku 12, joka käsittelee raudoittamattomia ja vähän raudoitettuja rakenteita. Raudoittamattomilla betonirakenteilla tarkoitetaan betonirakenteita, joissa on raudoitusta vähemmän kuin teräsbetonissa tarvittava minimimäärä. Antura voidaan suunnitella raudoittamattomana jos kohdan 5.2.3 mukaiset ehdot täyttyvät.

### 5.4.1 Betonin mitoituslujuus

Betonin vetolujuutta ei yleensä huomioida murtorajatilamitoituksessa [13, s.10], mutta sitä ei myöskään ole kielletty.

Raudoittamattomalla betonilla on heikommät sitkeysominaisuudet. Tämän takia eurokoodi määrää betonin mitoituslujuuksien kertoimille pienempiä arvoja kuin vastaavilla teräsbetonin kertoimilla.

Raudoittamattoman betonin lujuuskertoimien pienennys [17, s.13]:

$$\alpha_{cc,pl} = 0,8\alpha_{cc} \quad (32)$$

$$\alpha_{ct,pl} = 0,6\alpha_{ct} \quad (33)$$

#### 5.4.2 Raudoitus

Raudoittamattomana suunniteltuun rakenteeseen voidaan sijoittaa raudoitusta käyttörajatila- ja säilyvyysvaatimusten edellyttäessä. Raudoittamattomissa rakenteissa käytetyn raudoituksen tulee täyttää samat betonipeitevaatimukset kuin vastaavan raudoitetun rakenteen, vaikka raudoitusta ei käytettäisi rakenteelliseen tarkoitukseen [13, s.17].

Paikallisesti voidaan rakenteen tiettyjä raudoitettuja osia mitoittaa myös murtorajatilassa. Tällainen esimerkki voisi olla pilarin ja anturarakenteen välisen tartuntaraidoituksen mitoitus. Raudoittamattomassa anturassa täytyy aina olla kutistumista vastustavat pitkittäiset raudoitusteräket 2T8...12, jotka estävät rakenteen halkeilua. [5, s.447.]

#### 5.4.3 Yksityiskohdat

Standardi EN 1992-1-1 määrää, että saumat, joihin voi tulla vetojännityksiä, pitää suunnitella raudoituksen yksityiskohdilta halkeilua rajoittaviksi [13, s.194]. Vahvistettua standardia edeltänyt raudoittamattomien rakenteiden esistandardimääräsi työsaumoista: ”Niihin työsaumoihin, joihin todennäköisesti syntyy vetojännitystä, on sijoitettava riittävä raudoitus.” Molemmat määräykset ovat esitetty hiukan ylimalkaisesti ja jättävät tulkinnan suunnittelijan vastuulle.

Kutistumisterästen tehtävä on jakaa kutistumisen aiheuttamien vetojännitysten halkeiluvaikutus tasaisesti rakenteen pituudelle, jotta halkeamaleveydet pysyisivät mahdollisimman pieninä. Työsauma on epäjatkuvuuskohta betonin vetolujuudessa, jolloin halkeiluvaikutus pyrkii keskittymään sauman kohtaan. Tämä saattaa olla riski raudoituksen korroosiovaaran kautta rakenteen säilyvyydelle. Suunnittelijan kannattaisi aina tapauskohtaisesti harkita lisä-



raudoituksen sijoittamista työsaumaan, jotta saumakohdan halkeamat eivät kasvaisi liian suuriksi.

## 6 ANTURARAKENTEEN SÄILYVYYS

Anturarakenteet valetaan usein vaikeissa olosuhteissa ja työn lopputuloksen kontrollointi saattaa olla vähäisempää kuin muiden paikallavalurakenteiden. [12, s.417]. Säilyvyysuunnitteluun liittyy olennaisesti rasitusluokan mukainen suojabetonietäisyys ja betonin lujuusluokka, mutta rakenteen mitoituksessa halkeilun rajoittaminen on keskeinen vaatimus säilyvyyden kannalta. Anturarakenteissa olisi aina suositeltavaa käyttää 100 vuoden suunnitteluikäyttöikä, vaikka sitä ei erikseen vaadittaisikaan [26, s.36].

### 6.1 Suojabetonietäisyys

Ympäristöolosuhteiden mukaiset rasitusluokat eivät ole muuttuneet eurokoodin myötä, sillä ne on määritetty betoninormeissakin erillisen standardin *EN 206-1* mukaisesti. Normaalikohteiden roudalta suojatut anturarakenteet kuuluvat yleisesti rasitusluokkaan XC2, jonka rakenneolosuhdekuvaus on ”kostea, harvoin kuiva rakenne” [13, s.48]. Tämän rasitusluokan vaatimat betonipeitteen suojaetäisyyden tyypilliset nimellisarvot ja sallitut mittapoikkeamat sekä eurokoodin että betoninormin mukaan on esitetty alla olevassa taulukossa.

*Taulukko 11. Anturarakenteen betonin suojapeitteen nimellisarvo rasitusluokassa XC2 [17, s.5].*

	EN 1992-1-1	BY 50
Betonipeitteen vähimmäisarvo (XC2)	20 mm	20 mm
Sallittu mittapoikkeama	+10 mm	+10 mm
100 vuoden suunnitteluikäyttöikä	+5 mm	+5 mm
Betonin lujuusluokka vähintään C35/45	-5 mm	(ei vähennys mahdollisuutta, minimivaatimuksena 50 vuoden suunnittelukäyttöiällä lujuusluokka K-30 ja 100 vuodelle K-35)
Rakenne kuuluu RakMK B4:n 1-luokkaan	-5 mm	

Vanhan ohjeen mukaan maata vasten valettaessa betonipeitteen nimellisarvon on oltava vähintään 50 mm. Eurokoodin kansallisessa liitteessä on

määritelty tasauserroksen päälle valettavan anturarakenteen osan suojabetonietäisyydeksi vähintään  $30\text{ mm}$  (vähimmäisarvo +  $10\text{ mm}$ ) ja suoraan maapohjan päälle valettavan anturan osan suojabetonietäisyydeksi  $40\text{--}60\text{ mm}$  (vähimmäisarvo +  $20\text{--}40\text{ mm}$ ), suunnittelijan harkinnan mukaan [17, s.5].

Johtopäätöksenä käytännön suunnittelutyössä tavanomaisen anturarakenteen betonin suojapeitteen nimellisarvona voisi siis käyttää 50 vuoden rakenteissa  $30\text{ mm}$ , 100 vuoden rakenteissa  $35\text{ mm}$  ja sallittuna mittapoikkeamana aina  $10\text{ mm}$ . Maata vasten valettaessa  $50\text{ mm}$ :n suojaetäisyys on edelleen pätevä suojapeitteen arvo.

## 6.2 Halkeilu

Halkeilu on anturarakenteen säilyvyyden kannalta erittäin merkityksellinen ilmiö. Liiallinen halkeilu poistaa suojabetonin teräksiä suojaavan vaikutuksen altistaen raudoituksen korroosiolle.

### 6.2.1 Halkeamaleveyden laskenta

Halkeilun suhteen mitoittaminen ja halkeamaleveyden laskenta sekä eurokoodin että vanhojen ohjeiden mukaan on esitetty erittäin kattavasti *BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008* -kirjan kohdassa 5.2, jossa on eritetty myös laskennan vertailuja ja johtopäätöksiä.

### 6.2.2 Halkeilun rajoittaminen

Halkeilun rajoittamisessa on suunnittelukäyttöikä oleellinen tekijä. Anturarakenteet kannattaisi aina mitoittaa 100 vuodelle vaikka sitä ei olisi erikseen vaadittu [26, s.36]. Halkeamaleveyden sallitut arvot tälle suunnittelukäyttöiälle on esitetty *Betoninormeissa (BY 50)* ja ne ovat huomattavasti vaativampia kuin eurokoodeissa esitetyt perusvaatimukset.

Anturarakenteille tyypillisen rasitusluokan XC2 halkeiluleveyden raja-arvon perusvaatimus on eurokoodin kansallisen liitteen mukaan pitkäaikaisille kuormille  $0,3\text{ mm}$  [17, s.8]. Betoninormeissa samalle rasitusluokalle on esitetty perusvaatimuksena  $0,3\text{ mm}$  lyhytaikaisille kuormille ja  $0,2\text{ mm}$  pitkäaikaisille kuormille [25, s.67]. Jos suunnittelukäyttöikää kasvatetaan 100 vuoteen, on halkeamaleveyden raja-arvoksi annettu  $0,21\text{ mm}$  kun antura on maata vasten valettu. Anturarakenteen halkeamaleveyden raja-arvona voisi

olla hyvä aina pitää leveyttä  $0,2\text{ mm}$ , joka on toisaalta melko kova vaatimus. Kuten aikaisemminkin, halkeilua voi rajoittaa ilman suoraa halkeamaleveyden laskentaa, sillä myös eurokoodi antaa suunnittelijalle käyttöön raudoituksen tankokoon ja jakovälin kokorajoituksiin perustuvia mitoituslaudoituksia [13, s.122].

## 7 LÄVISTYSMITOITUKSEN VERTAILU

Yleisesti ottaen eurokoodin mukaisen mitoitusmenettelyn lopputuloksissa ei esiinny huomattavia eroja verrattuna vanhan ohjeen mukaisiin tuloksiin. Yksityy tähän on se, että eurokoodijärjestelmän kansallisen liitteen avulla on uuden mitoitusjärjestelmän varmuustaso säädetty lähelle kansallisen ohjeen mukaista varmuustasoa. Eurokoodin ja vanhan ohjeen mukaan laskettuja vertailuesimerkkejä betonirakenteiden osalta löytyy *BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008* -kirjasta.

Laskentamenetelmien kattava vertailu on erittäin työlästä. Yksittäisiä laskentakaavoja ei tulisi koskaan verrata toisiinsa tarkastelematta järjestelmien muiden muuttujien vaihteluja ja lähtöarvojen eroja. Lisäksi erilaiset laskentatapaukset tekevät menetelmien yleisten varmuustasojen vertailun vaikeaksi. Suuruusluokaltaan tulokset ovat kuitenkin samansuuntaisia ja siten tavanomaiset anturarakenteetkin suunnitellaan jatkossa lähes kaikissa tapauksissa entisen kaltaisiksi.

Ainoa merkittävämpi poikkeus eurokoodijärjestelmän varmuustasossa löytyy lävistysmitoituksen laskentamallista, jonka käyttöönotto on juuri tämän takia kansallisen liitteen määräyksellä toistaiseksi jäädytetty Suomessa.

### 7.1 Voimassaoleva mitoitusmenettely

Betonirakenteiden eurokoodin EN 1992-1-1 kansallisessa liitteessä määrätään lävistysleikkausmitoituksesta [17, s.7]:

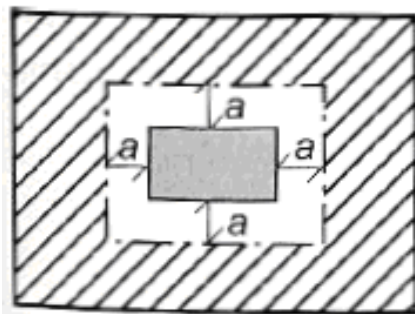
Lävistysmitoitusta ei toistaiseksi tehdä standardin EN 1992-1-1 mukaan. Sen sijaan lävistysmitoitusta tehdään Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 "Betonirakenteet, ohjeet" kohdan 2.2.2.7 mukaan.

Vaatimus vanhan ohjeen mukaisesta leikkauslävistysmitoituksesta ei tarkoita, että kuormat ja materiaalitiedot tulisi laskea myös vanhan ohjeen mu-

kaan, vaan ainoastaan lävistyskapasiteetin kaava ja siihen liittyvät muuttujat määritetään vanhan ohjeen mukaisesti [18, s.80].

Kansallisessa liitteessä on esitetty menettelyn selityksenä, että standardin lävistysmitoituksessa on huomattu ristiriitaisuuksia koetuloksiin nähden ja tämän takia Suomessa ei ole hyväksytty käytettäväksi standardin mukaista mitoitusmenetelmää [17, s.7].

Ongelma liittyy osittain anturan lävistyksen tarkastuspiiriin ja lävistyskuorman kertymisalueen määrittelyihin.



Kuva 14. Pilarianturan lävistysmitoituksen tarkistuspiiri [lähde 5, s.449 mukaillen]

Lävistyskuorman kertymisalasta vähennetään pilarin reunasta etäisyyden  $a$  rajaaman alueen pohjapaine ja leikkauskestävyyskapasiteetti lasketaan tämän alueen rajaamalle tarkistuspiirille.

Kuorman kertymisalan ja tarkistuspiirin määrittelyt:

Eurokoodi  $a = 2d$

Vanha ohje  $a = 0,5d$

Eurokoodissa leikkaantuvan poikkileikkauksen koko määritellään huomattavasti suuremmaksi ja siten myös kuormitus pienemmäksi. Tämä selittää miksi eurokoodissa ei ole yhtä paljon varmuutta vanhaan ohjeeseen nähden.

## 7.2 Vertailulaskelmat

Tämän työn liitteessä 2 on esitetty pilarianturan lävistysleikkauskapasiteettilaskelmia sekä kansallisen liitteen määräämän vanhaan ohjeeseen perustuvan että kansainvälisen eurokoodimenetelmän mukaan laskettuna.

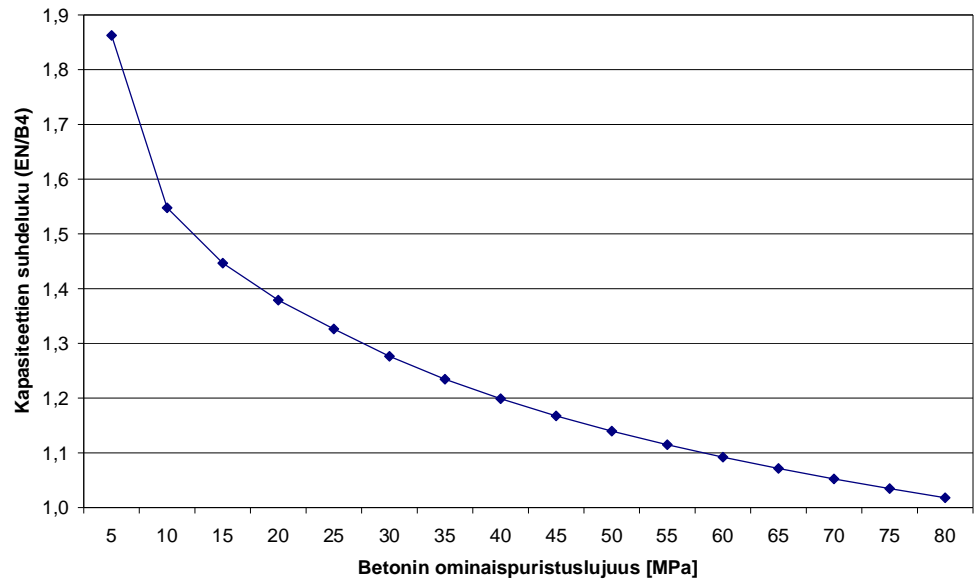
### 7.2.1 Laskelmien sisältö

Laskennan perustapaus on tyypillinen pilariantura, jonka lähtötiedot ja laskennan kulku on esitetty ensimmäisellä sivulla. Kapasiteetti on laskettu eurokoodin määräämän vähimmäisraudoitusmäärän mukaan raudoitetulle leikkausraudoittamattomalle poikkileikkaukselle. Välitulokset on esitetty erillisillä riveillä ja niiden laskentakaavat ovat näkyvissä taulukon viimeisessä sarakkeessa.

Liitteen vertailulaskenta on luonteeltaan täysin teoreettinen ja sen tarkoitus on näyttää lävistyskapasiteettien erojen muutos erilaisissa mitoituslaitteissa. Laskennassa ei ole otettu huomioon käytännön toteutuksen tai suunnittelustandardin asettamia lähtötietojen rajoituksia. Kapasiteettien suhdeluku on laskettu jakamalla eurokoodin kansainvälisen ohjeen mukaan laskettu kapasiteetti vanhan ohjeen mukaan lasketulla kapasiteetilla. Liitelaskelmassa on ensimmäisen sivun jälkeen esitetty perustapauksen kapasiteettien suhteellisen eron muuttuminen kun muutetaan yksittäistä lähtötietoa.

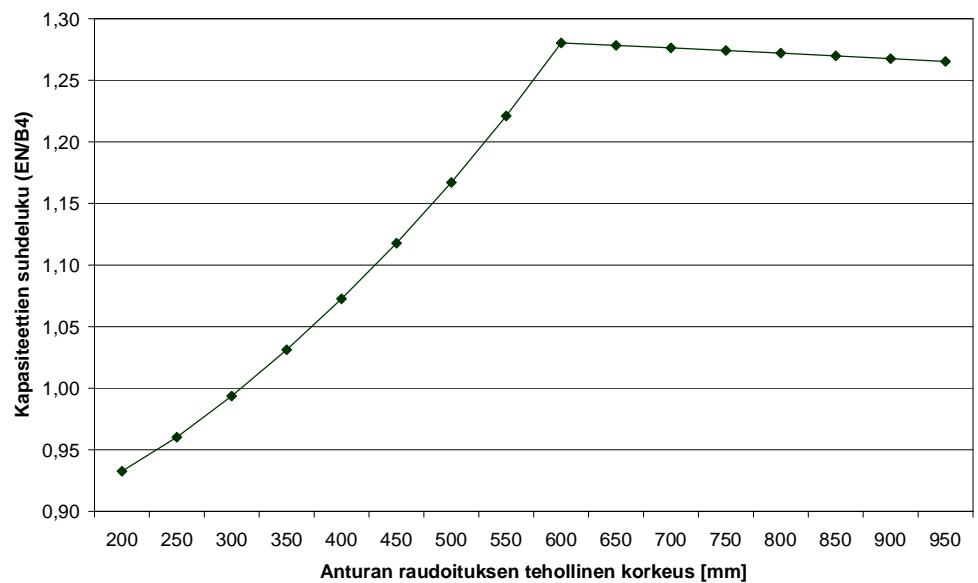
### 7.2.2 Tulokset

Betonin lujuusluokan muuttaminen ei käytännön elämässä vaikuta kapasiteettieroihin merkittävästi sillä alempien lujuusluokkien betonia ei käytetä anturarakenteissa ja korkealujuusbetonin käyttäminen ei olisi kannattavaa. Teoriassa kapasiteettiero kuitenkin tasoittuu kun betonin lujuutta lisätään ja betonin ominaislujuudella 80 MPa lasketut kapasiteettitulokset vastaavat jo lähes toisiaan, tosin vertailulaskelmissa ei ole otettu huomioon *Betoninormin* no 3 mahdollistamaa lävistyskapasiteetin kasvattamista kun käytetään lujaa betonia [18 s.81].



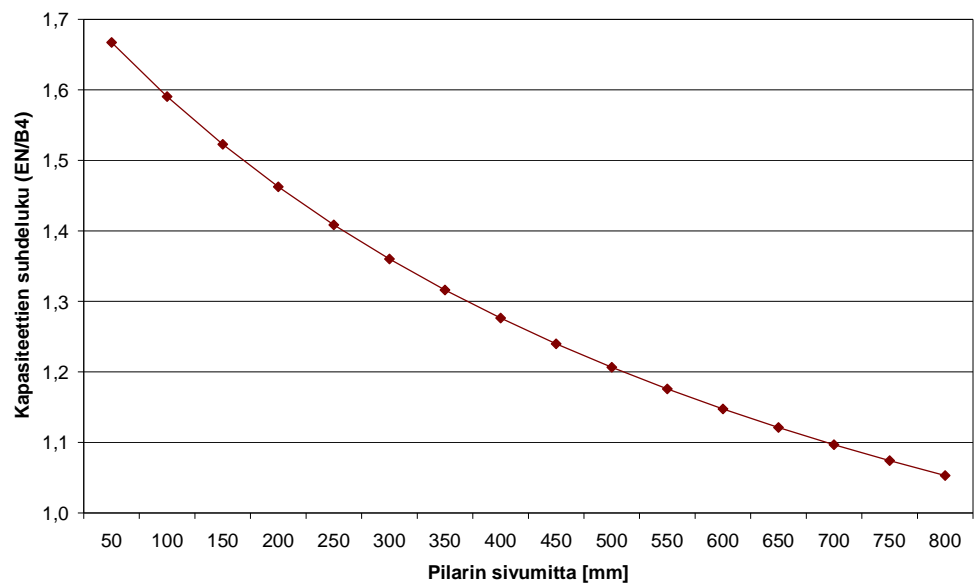
Kuva 15. Betonin lujuuden vaikutus kapasiteettien suhteeseen. Kapasiteettien suhdeluku on laskettu vertaamalla eurokoodin antamaa kapasiteettia vanhan ohjeen mukaisen laskentamallin tulokseen.

Anturan korkeuden - ja sitä kautta raudoituksen tehollisen korkeuden - vaikutus laskentamenettelyjen kapasiteettisuhteeseen on pieni lukuun ottamatta matalimpia anturoita, joissa kapasiteetit lähestyvät toisiaan eri laskentamenetelmissä. Kuvan 16 kuvaajassa nähdään kuinka laskentamenetelmien kapasiteetit alkavat lähentyä merkittävästi kun raudoituksen tehollista korkeutta pienennetään alle 0,6 metrin. Kapasiteetit ovat samaa luokkaa kun anturan korkeus on minimirajoilla käytännön rakentamisen kannalta.



Kuva 16. Anturan raudoituksen tehollisen korkeuden vaikutus kapasiteettien suhteeseen

Kaikista suurin eri laskentamenetelmien välinen ero anturan lävistyskapasiteetissa esiintyy anturan päälle rakennettavan pilarin pienillä dimensioilla. Pilarin kokoa lineaarisesti suurennettaessa laskentatulokset lähestyvät tasaisesti toisiaan. Käytännössä ohuin toteuttamiskelpoinen pilari voi suurentaa kansainvälisen eurokoodin mukaan lasketun lävistyskapasiteetin arvon lähes 1,6 -kertaiseksi verrattuna vanhaan ohjeeseen perustuvaan laskentatulokseen. Kuvassa 17 on esitetty pilarin sivumitan vaikutus kapasiteettien eroihin.



Kuva 17. Yläpuolisen pilarirakenteen sivumitan vaikutus kapasiteettien suhteeseen

## 8 YHTEENVETO

Maanvaraisten anturoiden suunnittelu muuttuu eurokoodin myötä vain joiltain osin. Routasuojauksen ja muut erityiskysymykset ratkaistaan edelleen vanhan ohjeen mukaan. Rakenteellisen mitoituksen käytäntöihin on tullut joitain merkittäviäkin muutoksia.

### 8.1 Osavarmuusmenettely

Geoteknisen ja rakenteellisen mitoituksen osalta merkittävin muutos on anturarakenteiden suunnittelussa käytettävä osavarmuusmenettely, joka vaatii perehtymistä erillisten osavarmuuslukujen soveltamiseen sekä kuormitusten että lujuuksien osalta.

Osavarmuusmenettely johtaa siihen, että geoteknisten lähtötietojen muoto vaatii täsmentämistä ominais- ja mitoitusarvojen välillä. Maan ominaisuuksien terminologia itsessään saattaa aiheuttaa väärinkäsityksiä, sillä erilaiset kantavuuden käsitteet ovat muuttuneet eurokoodin myötä. Rakennesuunnittelijan kannalta olisi tärkeä unohtaa aikoinaan käytetty käsite *sallittu pohjapaine* ja puhua murtorajatilamitoituksen yhteydessä *kantokestävyydestä* ja tarvittaessa käyttörajatilan yhteydessä esimerkiksi *pohjapaineen raja-arvosta painumien suhteen*. Näitä kahta mitoitusehtojen raja-arvoa ei voi enää yhdistää toisiinsa kuten aikaisemmin tehtiin.

## 8.2 Lävistysmitoitus

Eurokoodien lävistysleikkausmitoitus on herättänyt keskustelua jo esistandardien julkaisusta lähtien. Silmiinpistävin yksittäinen ero on leikkausvoiman tarkistuspiirin määrittämisessä esiintyvä suuruusluokkaero. Tarkistuspiirin koko ei kuitenkaan ole vertailukelpoinen eroavaisuus, sillä itse laskentakaa- vat ovat erilaisia ja tasoittavat lopputuloksen eroa.

Pilarianturoita mitoitettaessa eurokoodin mukainen lävistyskapasiteetti on vanhaan ohjeeseen perustuvan laskentamallin antamaan kapasiteettiin nähden keskimäärin noin 1,3 -kertainen tavanomaisissa tapauksissa tehtyjen laskelmien perusteella. Suunnittelumenetelmien varmuustasojen välinen ero kasvaa merkittävästi etenkin yläpuolisen pilarin pienillä dimensioilla. Merkittävä ero varmuustasoissa lienee syynä siihen, että Suomessa kansainvälisen ohjeen mukaisen laskentamallin katsotaan antavan epävarmalla puolella olevia tuloksia [17, s.7].

Eurokoodeihin liittyvän kansallisen liitteen eräs tarkoitus on korjata kansainvälisen standardin laskentatulosten varmuustasoa lähemmäksi kansallista totuttua varmuustasoa. Toistaiseksi Suomen kansallinen liite määrää käytettäväksi edelleen vanhan ohjeen mukaista mitoitusmenettelyä, jossa sovelletaan kuitenkin eurokoodin mukaisia kuormia ja lujuuksia. Kun rakentamismääräyskokoelman uusi B-osa astuu voimaan eikä vanhan ohjeen kaavoja ole enää käytössä, on kansallinen liite päivitettävä lävistysmitoituksen osalta. Käytännössä kansalliseen liitteeseen on lisättävä vanhan ohjeen lävistyskapasiteetin laskentakaava tai Suomessa on otettava eurokoodin mukainen lävistysmitoitus käyttöön [27, s.4]. Keväällä 2010 tilanne on vielä avoin, mutta jos eurokoodin mukainen mitoitus otetaan käyttöön, siihen todennäköisesti



liitetään kansallisia rajoituksia pilarin poikkileikkauksen vähimmäiskoolle [19].



*Kuva 18. Pilarianturat ja ylösnostot valun jälkeen ennen muottien purkua*

### 8.3 Eurokoodien käyttö

Anturarakenteiden suunnitteluun keskeisesti kuuluvien eurokoodistandardien käyttö käsin laskentaa varten on varsin työlästä aiheeseen perehtymättömälle. Betonirakenteiden suunnittelua keskeisimmin määrittelevä standardi EN 1992-1-1 on melko havainnollinen ja sisältää myös jonkin verran selvennyksiä laskelmien taustalla olevasta teoriasta. Geotekniikan standardeista keskeisin EN 1997-1 on ehkä hiukan sekavampi ja jättää monia asioita määrittelemättä. Kummatkin standardit ovat hiukan epäjohdonmukaisia joidenkin asioiden esittämisen kanssa ja irtonaisia viittauksia on paljon.

Jos anturoiden mitoittamiseen ei ole käytössä tarkoitukseen ohjelmoitua mitoitusvälineä tai sovellusta, kannattaa käsin laskentaa varten hyödyntää eurokoodiin pohjautuvia suunnitteluohjeita. Geotekniikan eurokoodiin pohjautuva RIL 207-2009 on lähes suoraan standarditekstistä kopioitu ohjeisto, joka ei juuri selvennä eurokoodin mukaista suunnittelua. Betoniyhdistyksen julkaisema *BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008* on käytännöllisempi suunnitteluohje, josta saa erittäin selkokielistä tukea eurokoodin mukaiseen rakenteelliseen mitoittamiseen. Varmasti suunnitteluohjeiden taso tulee paranemaan tulevaisuudessa.

## VIITELUETTELO

- [1] RIL 207-2009 *Geotekninen suunnittelu*, eurokoodin EN 1997-1 suunniteluohje, 2009.
- [2] SFS-EN 1997-1, *Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt*, Standardi 2005.
- [3] SFS-EN 1990, *Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet*, Standardi 2002.
- [4] RIL 121-2004, *Pohjarakennusohjeet*. VANTAA: Tikkurilan kirjapaino Oy. 2005.
- [5] Leskelä, Matti, *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008*, BY 210. JYVÄSKYLÄ: Gummerus Kirjapaino Oy. 2008.
- [6] SFS:n Eurokoodiesite, [verkkodokumentti, viitattu 3.11.2009]. Saatavissa: <http://www.sfs.fi/files/sfseurokoodiesite.pdf>
- [7] *Rakennesuunnittelun tehtäväluettelo RAK 08*, vahvistamaton ehdotus, Asunto-, toimitila- ja rakennuttajaliitto RAKLI ry. 8.12.2008.
- [8] *Geosuunnittelun tehtäväluettelo GEO 08*, vahvistamaton ehdotus, Asunto-, toimitila- ja rakennuttajaliitto RAKLI ry. 8.12.2008.
- [9] Tikanoja, Timo, Eurokoodi Help Desk, Rakennusteollisuus RT. VS: *Anturarakenteen vähimmäisraudoitus EN 1992-1-1* [sähköpostiviesti]. Vastaanottaja Joni Lähde. Lähetetty 26.3.2010 [viitattu 30.3.2010].
- [10] Jääskeläinen, Raimo, *Pohjarakennuksen perusteet*, JYVÄSKYLÄ: Gummerus Kirjapaino Oy. 2009.
- [11] Ympäristöministeriön tiedote 29.1.2010, *Kantavia rakenteita koskevien rakentamismääräysten uudistaminen jatkuu* [verkkodokumentti, viitattu 30.1.2020] Saatavissa: <http://www.ymparisto.fi>
- [12] Suomen Betoniyhdistys r.y., *Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, BY 202*. JYVÄSKYLÄ: Gummerus kirjapaino Oy. 1992.
- [13] SFS-EN 1992-1-1, *Eurokoodi 1: Betonirakenteiden suunnittelu, Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*, standardi 2005.
- [14] Eurokoodien esittely [verkkodokumentti, viitattu 22.2.2010]. Saatavissa: <http://www.sfs.fi/julkaisut/eurokoodit/>
- [15] Tinkanen, Matti, Näkökulma -artikkeli *Valmistaudu, eurokoodit tulevat. Ehkä*. Rakennuslehti nro 10, s. 8, julkaistu 18.3.2010.
- [16] Ympäristöministeriö. Kansallinen liite standardiin *SFS-EN 1997-1 EURO-KOODI 7: GEOTEKNINEN SUUNNITTELU, Osa 1 – Yleiset säännöt*

- [17] Ympäristöministeriö. Kansallinen liite standardiin *SFS-EN 1992-1-1 EURO-KOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU*, Osa 1-1: *Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*
- [18] Suomen Betoniyhdistys r.y., *Suunnitteluohje EC 2 osa 1-1*, BY 60.
- [19] Tikanoja, Timo, Eurokoodi Help Desk, Rakennusteollisuus RT. VS: *Eurokoodi 2, lävistysleikkaus* [sähköpostiviesti]. Vastaanottaja Joni Lähde. Lähetetty 2.3.2010 [viitattu 26.3.2010].
- [20] Suomen Standardisoiimisliitto SFS. *Standardisointi* [verkkójulkaisu, viitattu 6.4.2010] Saatavissa: <http://www.sfs.fi/standardisointi/>
- [21] Ympäristöministeriö. *B -osien kokonaisuudistukseen liittyvä lausuntopyyntökirje*. [verkkodokumentti, viitattu 6.4.2010] Saatavissa: <http://www.ymparisto.fi/>
- [22] Ympäristöministeriö, Rakennetun ympäristön osasto. *Kantavat rakenteet Määräykset ja ohjeet 2010*. Ehdotus 9.3.2010. [verkkodokumentti, viitattu 6.4.2010] Saatavissa: <http://www.ymparisto.fi/>
- [23] Tikanoja, Timo, Eurokoodi Help Desk, Rakennusteollisuus RT. VS: *Eurokoodin juridinen asema Suomessa* [sähköpostiviesti]. Vastaanottaja Joni Lähde. Lähetetty 24.3.2010 [viitattu 6.4.2010].
- [24] Ympäristöministeriö. *Eurokoodit* [verkkójulkaisu, viitattu 4.6.2010] Saatavissa: <http://www.ymparisto.fi/eurokoodit>
- [25] Suomen Betoniyhdistys r.y., *Betoninormit 2004*, BY 50. HELSINKI: Tuokinprint Oy. 2009.
- [26] Punkki, Jouni, tekn.tri, elinkaari-insinööri, Parma Oy. *Betonirakenteiden käytöikäs suunnittelu*. Betoni -lehti 4/2004.
- [27] Ympäristöministeriö. RakMK B2 työryhmä 2010-02-08 *Taustamuistio*. [verkkodokumentti, viitattu 28.4.2010] Saatavissa: <http://www.ymparisto.fi/>

**KÄYTETYT MERKINNÄT**

Latinalaiset kirjaimet:

$a$	anturan ulokeosan pituus
$a$	lävistysleikkauksen tarkistuspiirin etäisyys pilarin reunasta
$A'$	anturan pohjan tehollinen pinta-ala
$A_s$	raudoituksen poikkileikkauspinta-ala
$A_{s,min}$	raudoituksen poikkileikkauspinta-alan vähimmäisarvo
$B$	pilarianturan lyhemmän sivun mitta
$b$	anturan sivumitta taivutusta vastaan kohtisuorassa suunnassa
$b$	anturan yläpuolisen rakenteen sivumitta
$B'$	anturan pohjan tehollinen leveys lyhyemmän sivun suunnassa
$B_e$	epäkeskisyyden tarkistusellipsin etäisyys lyhyemmän sivun suunnassa
$b_F$	anturan sivumitta taivutuksen suunnassa
$b_1$	pilarianturan pidemmän sivun mitta
$b_2$	pilarianturan lyhyemmän sivun mitta
$d$	raudoituksen tehollinen korkeus
$e$	kuormitusresultantin epäkeskisyys
$e_B$	kuormitusresultantin epäkeskisyys lyhyemmän sivun suunnassa
$e_L$	kuormitusresultantin epäkeskisyys pidemmän sivun suunnassa
$F_c$	betonissa vaikuttavan puristusvoiman resultantti
$f_{cd}$	betonin mitoituspuristuslujuus
$f_{ck}$	betonin ominaispuristuslujuus
$f_{ctd,pl}$	raudoittamattoman betonin mitoitusvetolujuus
$f_{ctm}$	betonin keskimääräinen vetolujuus
$F_s$	ankkuroitava vetovoima raudoitusteräksessä
$F_{s,max}$	suurin ankkuroitava vetovoima raudoitusteräksessä
$f_{yd}$	raudoitusteräksen mitoituslujuus
$f_{yk}$	raudoitusteräksen ominaislujuus
$G_{dst}$	kaatava pysyvä kuorma
$G_{inf}$	edullinen pysyvä kuorma
$G_{stb}$	vakauttava pysyvä kuorma
$G_{sup}$	epäedullinen pysyvä kuorma
$h$	anturan korkeus
$h_F$	anturan korkeus
$K_{Fl}$	kuormakerroin
$L$	pilarianturan pidemmän sivun mitta
$L'$	anturan pohjan tehollinen leveys pidemmän sivun suunnassa

$l_b$	raudoituksen ankkurointipituus
$L_e$	epäkeskisyyden tarkistusellipsin etäisyys pidemmän sivun suunnassa
$M_d$	mitoitustaivutusmomentti
$m_d$	mitoitustaivutusmomentti pituusyksikköä kohti
$N_{Ed}$	pystykuoman mitoitussarvo
$n_{Ed}$	pystykuoman mitoitussarvo pituusyksikköä kohti
$Q_{dst}$	kaatava muuttuva kuorma
$Q_{inf}$	edullinen muuttuva kuorma
$Q_{stb}$	vakauttava muuttuva kuorma
$Q_{sup}$	epäedullinen muuttuva kuorma
$R$	pohjapaineen resultantin vaikutusalan pituus
$R_{d,h}$	maan liukumiskestävyyden mitoitussarvo
$R_{d,v}$	maan kantokestävyyden mitoitussarvo
$R_{k,h}$	maan liukumiskestävyyden ominaisarvo
$R_{k,v}$	maan kantokestävyyden ominaisarvo
$x$	pohjapaineen vaikutusalan pituus
$z_e$	pohjapaineen ulkoisen momenttivarren pituus
$z_i$	anturan raudoituksen sisäisen momenttivarren pituus

Kreikkalaiset kirjaimet:

$\alpha_{cc}$	betonin puristuslujuuden alennuskerroin
$\alpha_{cc,pl}$	raudoittamattoman betonin puristuslujuuden alennuskerroin
$\alpha_{ct,pl}$	raudoittamattoman betonin vetolujuuden alennuskerroin
$\gamma_c$	betonin materiaaliosavarmuusluku
$\gamma_{G,dst}$	kaatavan pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,inf}$	edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,stb}$	vakauttavan pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,sup,1}$	epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku (lauseke L1)
$\gamma_{G,sup,2}$	epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku (lauseke L2)
$\gamma_{Q,dst}$	kaatavan muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q,inf}$	edullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q,stb}$	vakauttavan muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q,sup}$	epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{R,h}$	maan liukumiskestävyyden osavarmuusluku

$\gamma_{R,v}$	maan kantokestävyyden osavarmuusluku
$\gamma_s$	raudoitusteräksen materiaaliosavarmuusluku
$\mu$	suhteellinen momentti
$\sigma_d$	pohjapaineen mitoitusarvo
$\sigma_{gd}$	pohjapaineen mitoitusarvo
$\psi_o$	kuorman yhdistelykerroin

## LÄVISTYSKAPASITEETTI

Pilarinturan lävistyskapasiteetin laskenta eurokoodin kansainvälisen ja kansallisen liitteen määrittämän B4:n mukaisen menetellyn mukaisesti.  
Vertailulaskennan perustapaus:

Lähtötiedot	Laskennassa käytetyt kaavat:			
betonin ominaispuristuslujuus	fck	30 MPa		
Pilarin sivumitta (neliö)	b	400 mm		
Raudituksen tehollinen korkeus	d	700 mm		
Laskennassa käytettävät tiedot				
Betonin mitoituspuristuslujuus	fcd	17,00 MPa		0,85*fck/1,5
Betonin keskimääräinen vetolujuus	fctm	2,90 MPa		0,3*fck^(2/3)
Betonin mitoitusvetolujuus	fctd	1,93 MPa		fctm/1,5
Minimiraudoitus	Asmin	1054,31 mm <sup>2</sup> /m		0,26*fctm/500*d; 0,0013*d
Suhteellinen teräsala	ρ	0,001506		Asmin/d
B4 mitoituksen muuttujat				
B4 leikkauspiirin pituus	uB4	4400 mm		2*(bx+d)+2*(by+d)
B4 leikkauspiirin ala	AuB4	1210000 mm <sup>2</sup>		(bx+d)*(by+d)
B4 k-kerroin	kB4	1		1; 1,6-d/1000
B4 β-kerroin	βB4	0,4		keskeinen kuormitus
EN mitoituksen muuttujat				
EN leikkauspiirin pituus	uEN	12800 mm		2*(bx+4d)+2*(by+4d)
EN leikkauspiirin ala	AuEN	10240000 mm <sup>2</sup>		(bx+4d)*(by+4d)
EN k-kerroin	kEN	1,53		2; 1+(200/d)^0,5
EN c-kerroin	CRdc	0,12		0,18/0,15
EN lävistyskapasiteetin arvo	Vrdc	2727,7 kN		uEN*d*CRd.c*kEN*(100*p*fck)^(1/3)
EN lävistyskapasiteetin minimi	VRdmin	3265,1 kN		0,035*(kEN*(3/2))*fck^0,5)*uEN*d
EN lävistyskapasiteetin maksimi	Vrdmax	40212,5 kN		0,5*uEN*d*fcd^0,6*(1-fck/250)
Laskentakapasiteetit				
B4 lävistyskapasiteetti	Vc	2558,1 kN		kB4*βB4*(1+50*p)*uB4*d*fcd
EN lävistyskapasiteetti	VRd	3265,1 kN		Vrdc; Vrdmin; Vrdmax
Suhteellinen ero	EN/B4			
kapasiteettisuhte EN/B4		1,276		VRd/Vc



VERTAILULASKELMAT - BETONIN LUJUUS  
Laskelmat teoreettisia, eivät ota huomioon käytännön rajoituksia muututtujen arvoissa!

		perustapaus																	
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80		
fck	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400		
b	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700		
d																			
fcd	2.83	5.67	8.50	11.33	14.17	17.00	19.83	22.67	25.50	28.33	31.17	34.00	36.83	39.67	42.50	45.33			
fctm	0.88	1.39	1.82	2.21	2.56	2.90	3.21	3.51	3.80	4.07	4.34	4.60	4.85	5.10	5.34	5.57			
fctd	0.58	0.93	1.22	1.47	1.71	1.93	2.14	2.34	2.53	2.71	2.89	3.07	3.23	3.40	3.56	3.71			
Asmin	910.00	910.00	910.00	910.00	933.65	1054.31	1168.43	1277.21	1381.54	1482.07	1579.30	1673.62	1765.35	1854.76	1942.06	2027.45			
Asmin	0,001300	0,001300	0,001300	0,001300	0,001334	0,001506	0,001669	0,001825	0,001974	0,002117	0,002256	0,002391	0,002522	0,002650	0,002774	0,002896			
p																			
uB4	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400	4400			
AuB4	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000	1210000			
KB4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			
KB4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4			
βB4																			
uEN	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800	12800			
AuEN	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000	10240000			
KEN	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53			
CRdc	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12			
Vrdc	1429.2	1800.7	2061.3	2268.8	2464.9	2727.7	2971.6	3200.4	3416.8	3622.8	3819.8	4009.0	4191.3	4367.4	4538.1	4703.7			
Vrdmin	1333.0	1885.1	2308.8	2665.9	2980.6	3265.1	3526.7	3770.2	3998.9	4215.2	4421.0	4617.5	4806.1	4987.5	5162.6	5331.9			
Vrdmax	7463.7	14622.7	21477.1	28026.9	34272.0	40212.5	45848.3	51179.5	56206.1	60928.0	65345.3	69457.9	73265.9	76769.3	79968.0	82862.1			
Vc	767.3	1218.0	1596.1	1933.5	2247.2	2558.1	2856.5	3144.8	3425.0	3698.2	3965.5	4227.8	4485.6	4739.6	4990.0	5237.3			
VRd	1429.2	1885.1	2308.8	2665.9	2980.6	3265.1	3526.7	3770.2	3998.9	4215.2	4421.0	4617.5	4806.1	4987.5	5162.6	5331.9			
EN/B4	1.863	1.548	1.447	1.379	1.326	1.276	1.235	1.199	1.168	1.140	1.115	1.092	1.071	1.052	1.035	1.018			
muutos	-	0.315	-	0.101	-	0.052	-	0.036	-	0.031	-	0.028	-	0.021	-	0.018	-		



VERTAILULASKELMAT - PILARIN SIVUMITTA  
Laskelmat teoreettisia, eivät ota huomioon käytännön rajoituksia muuttujien arvoissa!

Perustapaus pilarin dimensioita vaihtelemalla:																		perustapaus																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30

Laskelmat teoreettisia, eivät ota huomioon käytännön rajoituksia muuttujien arvoissa!

perustapaus

LIITE 2 4(4)